

NOVO SISTEMA ESTRUTURAL DE PONTES COM CONTROLO DE GEOMETRIA DEVIDO ÀS SOBRECARGAS RODOVIÁRIAS

TIAGO ALEXANDRE MARQUES DE CARVALHO

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor Rui Artur Bártolo Calçada

JULHO DE 2018

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2017/2018

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2017/2018 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2018.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

A meu Pai e minha Mãe

Deus quer, o homem sonha, a obra nasce.

Fernando Pessoa

AGRADECIMENTOS

Destaco um agradecimento ao estimado Professor Doutor Rui Calçada, por ter aceite este desafio comigo e expressar sempre uma palavra de motivação ou compreensão de forma tão oportuna. Graças ao seu acompanhamento estou mais apto para novos desafios relacionados com o mundo de trabalho. A FEUP, com os seus professores e colaboradores, é sem dúvida uma excelente instituição de ensino.

Estendo o meu distinto reconhecimento e gratidão a meus Pais, à minha Irmã e à minha Namorada. Somos, genuinamente, família! Presentes, na vida uns dos outros, em todos os momentos e passo a passo, formamos um pilar básico e indispensável ao progredir de novos projetos, como este.

Agradeço ao Grupo Verdasca & Verdasca, particularmente ao Administrador Tiago Verdasca e ao Diretor Geral Jorge Silva, pela fantástica flexibilidade de condições laborais durante os últimos anos. Reconheço a oportunidade que me permitiu crescimento a nível profissional e pessoal.

Dispensados nomes particulares, deixo ainda uma palavra de efetiva gratidão a todos os meus familiares e amigos, que estiveram próximos, me apoiaram e/ou aconselharam em qualquer pormenor deste processo evolutivo. Cada um sabe o lugar que ocupa em mim, e na criação desta Dissertação.

RESUMO

Na presente dissertação de Mestrado, apresenta-se o estudo de um novo sistema estrutural de pontes, com controlo de geometria devido às sobrecargas rodoviárias impostas ao tabuleiro. Define-se uma obra de arte, com dois arcos inclinados para o exterior e, com o tabuleiro a nível intermédio.

Expõe-se um enquadramento dos maiores vãos de pontes em cada tipologia, até ao período decorrente. Seguidamente, elabora-se uma pesquisa sobre o contexto histórico e a evolução estrutural do arco e, analisa-se o seu comportamento para as diferentes tipologias. No capítulo seguinte, procede-se um estudo geral sobre sistemas de controlo em estruturas, identificando-se os tipos de sistemas, elementos constituintes, conceitos, estratégias e alguns exemplos.

Posteriormente apresenta-se o modelo de análise para o sistema estrutural, focando-se o comportamento do arco e do tabuleiro em função do tipo de “estado”. Precede-se a modelação e análise da influência geométrica da estrutura. O dimensionamento dos vários elementos da estrutura base que constituem a obra de arte, nomeadamente os arcos, pendurais, carlingas e longarinas, realiza-se a partir de um modelo de análise estrutural tridimensional de elementos de finitos juntamente com um modelo de barras, utilizando o software *SAP2000*.

Efetua-se a verificação e análise da segurança da estrutura, apresentando-se a regulamentação consultada, critérios seguidos, materiais usados, quantificação e combinações de ações. Realiza-se um estudo comparativo de dois regimes de circulação, efetuado através do *software CSIBridge*, confrontando os resultados obtidos, de modo a verificar o comportamento da estrutura.

Por fim, realiza-se uma abordagem aos resultados obtidos na estrutura, relativamente à influência da inclinação dos arcos e, a necessidade de aplicar um sistema de controlo.

Palavras-Chave: Pontes em Arco, Sistemas de Controle, Ângulo de Equilíbrio, Pendurais, Instabilidade de Arcos.

ABSTRACT

In this Master's thesis, we present the study of a new structural system of bridges, with geometry control due to the road surcharges imposed on the board. A work of art is defined, with two arches inclined towards the outside and with the board at the intermediate level.

We show a framework of the largest bridge spans in each typology, up to the ensuing period. Next, a research is done on the historical context and the structural evolution of the arch and its structural behavior is analyzed for the different typologies. In the following chapter, a general study is carried out on structure control systems, identifying its types, constituent elements, concepts, strategies and some examples.

Afterwards, the analysis model for the structural system is presented, focusing on the behavior of the arc and the board according to the type of “state”, along with the modeling and analysis of the geometric influence of the structure. The dimensioning of the various elements of the base structure constituting the work of art, namely the arches, cross beams, longitudinal beams and bars to traction, is carried out from a three-dimensional structural analysis model of finite elements together with a model of bars, using the SAP2000 software.

The safety and security of the structure is verified and analyzed, presenting the regulations consulted, criteria followed, materials used, quantification and combinations of actions. A comparative study of two circulation regimes was carried out using the CSIBridge software, comparing the obtained results, in order to verify the behavior of the structure.

Finally, an approach is taken to the results obtained in the structure, regarding the influence of the inclination of the arches and, the need to apply a control system.

Keywords: Arc Bridge, Control Systems, Angle of Equilibrium, Pendural, Arc Instability.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
 1 INTRODUÇÃO	 1
1.1 ENQUADRAMENTO DO TEMA E OBJETIVOS	1
1.2 DESCRIÇÃO DOS OBJETIVOS	1
1.3 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	1
2 PONTES EM ARCO.....	3
2.1 NOTA INTRODUTÓRIA	3
2.2 HISTÓRIA E EVOLUÇÃO ESTRUTURAL DO ARCO	4
2.2.1 IDADE ANTIGA	4
2.2.2 ÉPOCA ROMANA.....	5
2.2.3 IDADE MODERNA	6
2.2.4 IDADE CONTEMPORÂNEA	7
2.3 COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DO ARCO.....	10
2.4 TIPOLOGIAS ESTRUTURAIS DE PONTES EM ARCO	11
2.4.1 APOIOS	11
2.4.1.1 Arco bi-encastado	12
2.4.1.2 Arco bi-articulado.....	12
2.4.1.3 Arco tri-articulado	13
2.4.2 DISPOSIÇÕES ESTRUTURAIS DE PONTES EM ARCO	13
2.4.2.1 Arco inferior	14
2.4.2.2 Arco superior	15
2.4.2.3 Arco intermédio	15
2.4.3 ARCO ESPACIAL.....	16
2.4.3.1 Arco plano clássico e arco espacial	16
2.5 TIPOLOGIAS DOS ARCOS ESPACIAIS	18
2.5.1 PONTE EM ARCO ÚNICO.....	18
2.5.1.1 Arco Vertical Central.....	18
2.5.1.2 Arco Vertical Excêntrico	18

2.5.1.3	Arco Excêntrico Inclinado	19
2.5.1.4	Arco Vertical na Diagonal com o Tabuleiro	20
2.5.2	PONTE EM ARCO DUPLO	20
2.5.2.1	Arcos verticais	20
2.5.2.2	Arcos inclinados para o interior	21
2.5.2.3	Arcos inclinados para o exterior	22
3	SISTEMAS DE CONTROLO EM ESTRUTURAS.....	25
3.1	NOTA INTRODUTÓRIA.....	25
3.2	SISTEMAS DE CONTROLO EM ESTRUTURAS	26
3.2.1	SISTEMA DE CONTROLO PASSIVO.....	26
3.2.2	SISTEMA DE CONTROLO SEMI-ATIVO	27
3.2.3	SISTEMA DE CONTROLO ATIVO.....	28
3.2.4	SISTEMA HÍBRIDO	29
3.2.5	SISTEMA EFETOR.....	30
3.3	ELEMENTOS CONSTITUINTES DE UM SISTEMA DE CONTROLO.....	32
3.3.1	ESTRUTURA BASE	32
3.3.2	SENSORES	33
3.3.3	CONTROLADOR.....	33
3.3.4	ATUADORES	33
3.4	CONCEITOS DE CONTROLO NOS SISTEMAS DE CONTROLO ATIVO	35
3.4.1	CONTROLO AUTOMÁTICO	35
3.4.2	CONTROLO ANALÓGICO	36
3.4.3	CONTROLO DIGITAL	37
3.5	ESTRATÉGIAS DE CONTROLO NOS SISTEMAS DE CONTROLO ATIVO	38
3.5.1	CONTROLO ÓTIMO	38
3.5.2	CONTROLO PREDITIVO	39
3.5.3	CONTROLO POR FIXAÇÃO POLAR (OU POR ALOCAÇÃO DE POLOS)	40
3.5.4	CONTROLO POR REALIMENTAÇÃO NEGATIVA.....	40
3.6	EXEMPLOS DE SISTEMAS DE CONTROLO	40
3.6.1	SISTEMAS DE ISOLAMENTO ATIVO DA BASE	41
3.6.2	SISTEMAS DE CONTRAVENTAMENTO ATIVO “ABS”	42
3.6.3	SISTEMAS DE RIGIDEZ VARIÁVEL “AVS”	43
3.6.4	SISTEMAS DE CABOS ATIVOS “ATS”	44

3.6.5	DEFLETORES AERODINÂMICOS DE GEOMETRIA VARIÁVEL.....	46
3.6.6	AMORTECEDORES DE MASSA SINTONIZADA “TMD” E MASSA SINTONIZADA ATIVA “ATMD”.....	46
3.7	ESTRUTURAS INTELIGENTES E ESTRUTURAS ORGÂNICAS	50
3.7.1	BREVE INTRODUÇÃO.....	50
3.7.2	SISTEMA OPS (“ORGANIC PRESTRESSING SYSTEM”).....	52
3.7.2.1	Generalidades	52
3.7.2.2	Elementos constituintes	54
3.7.2.3	Metodologia e Formulação.....	56
4	APRESENTAÇÃO DO MODELO DE ANÁLISE PARA O SISTEMA ESTRUTURAL	61
4.1	NOTA INTRODUTÓRIA	61
4.2	CARACTERIZAÇÃO TEÓRICA DO MODELO	63
4.2.1	ARCO.....	63
4.2.2	TABULEIRO	65
4.2.3	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA GLOBAL	67
4.2.3.1	Arco inclinado com ângulo Φ constante.....	67
4.2.3.2	Arco inclinado com ângulo Φ variável.....	69
4.2.4	ANÁLISE GEOMÉTRICA	71
5	MODELAÇÃO E ANÁLISE DA INFLUÊNCIA GEOMÉTRICA DA ESTRUTURA	73
5.1	NOTA INTRODUTÓRIA	73
5.2	CARACTERIZAÇÃO DA PLATAFORMA RODOVIÁRIA	74
5.2.1	PLATAFORMA.....	74
5.3	MODELAÇÃO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS.....	76
5.3.1	MODELO GERAL	76
5.3.2	LAJE.....	76
5.3.3	VIGAS LONGITUDINAIS	78
5.3.4	VIGAS TRANSVERSAIS	83
5.3.5	PENDURAS	86
5.3.6	ARCOS.....	88
5.4	VERIFICAÇÃO DA GEOMETRIA DO MODELO	90
5.4.1	DETERMINAÇÃO DO ÂNGULO DE EQUILÍBRIO Φ_1 PARA O “ESTADO DE REPOUSO”.....	90
5.4.2	DETERMINAÇÃO DO ÂNGULO DE EQUILÍBRIO Φ PARA O “ESTADO ATIVO MÁXIMO”	93

5.5	VALIDAÇÃO DO MODELO	94
6	VERIFICAÇÃO E ANÁLISE DA SEGURANÇA DA ESTRUTURA.....	101
6.1	NOTA INTRODUTÓRIA.....	101
6.2	REGULAMENTAÇÃO	101
6.3	CRITÉRIOS DE VERIFICAÇÃO À SEGURANÇA.....	101
6.4	MATERIAIS.....	102
6.4.1	BETÃO	102
6.4.2	AÇO	103
6.5	QUANTIFICAÇÃO DAS AÇÕES.....	104
6.5.1	AÇÕES PERMANENTES	104
6.5.1.1	Peso próprio dos elementos estruturais	104
6.5.1.2	Restantes cargas permanentes.....	104
6.5.2	AÇÕES VARIÁVEIS.....	106
6.5.2.1	Sobrecargas rodoviárias.....	106
6.6	COMBINAÇÕES DE AÇÕES	116
6.6.1	COMBINAÇÕES DOS ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS	117
6.6.1.1	Combinação STR	117
6.6.2	COMBINAÇÕES DOS ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO.....	118
6.6.2.1	Combinação característica	118
6.7	VERIFICAÇÃO AOS ESTADOS LIMITES	118
6.7.1	ARCO	119
6.7.1.1	Estado limite último.....	119
6.7.1.2	Estado limite de serviço.....	126
6.7.2	TIRANTES.....	127
6.7.2.1	Estado limite último.....	127
6.7.2.2	Estado limite de serviço.....	129
6.7.3	CARLINGAS	130
6.7.3.1	Estado limite último.....	130
6.7.3.2	Estado limite serviço.....	131
6.7.4	LONGARINAS.....	132
6.7.4.1	Estado limite último.....	132
6.7.4.2	Estado limite serviço.....	133

7	ANÁLISE COMPARATIVA DE DOIS REGIMES DE CIRCULAÇÃO	135
7.1	NOTA INTRODUTÓRIA.....	135
7.2	MODELAÇÃO.....	135
7.3	ANÁLISE DOS RESULTADOS	137
7.3.1	CIRCULAÇÃO EM “MARCHA LENTA” E “MARCHA RÁPIDA”	138
7.3.1.1	Arco Oeste.....	138
7.3.1.2	Arco Este	140
7.3.1.3	Deformação devido às ações permanentes mais sobrecargas - Arco Oeste.....	140
7.3.1.4	Deformação devido às ações permanentes mais sobrecargas - Arco Este	142
7.4	APLICAÇÃO DE SISTEMAS DE CONTROLE NO CASO DE ESTUDO	143
8	CONCLUSÕES	145
8.1	CONSIDERAÇÕES FINAIS	145
8.2	DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	146
	Anexo A1 - Folha de cálculo para determinação do ângulo de equilíbrio	I
	FOLHA DE CÁLCULO PARA OBTER O ÂNGULO DE EQUILÍBRIO PARA O “ESTADO DE REPOUSO”	III
	Anexo B1 - Folha de cálculo para calcular Força no tirante v	
	Anexo B2 - Forças nos apoios para o “estado de repouso”	
	$F_v(r)$	VII
	Anexo C1 - Buckling Analysis	IX
	FATOR λ PARA OS DIFERENTES TIPO DE CARGA	IX
	Anexo D1 - “Marcha lenta” e “Marcha Rápida”	xv
	MARCHA RÁPIDA.....	xv
	MARCHA LENTA	xvi
	Anexo E1 - Relatórios de dimensionamento <i>sap2000</i>.....	xvii
	Anexo F1 - Catálogo DMK Stay Cable System	xix

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 - Ponte da Arrábida, Porto, Portugal [2].....	3
Figura 2.2 - Arco Natural “Pont d’Arc”, Ardèche, França [6].....	5
Figura 2.3 - Ponte da Caravana, Izmir, Turquia [9].....	6
Figura 2.4 - Ponte Royal, Paris, França [10].....	6
Figura 2.5 - Iron Bridge, Coalbrookdale, Inglaterra [11].....	7
Figura 2.6 - Ponte D. Maria Pia, Porto, Portugal [12].....	8
Figura 2.7 - Estátua de cera de Gustave Eiffel, Paris, França.....	8
Figura 2.8 - Ponte Salginatobel, Schiers, Suíça [13].....	9
Figura 2.9 - Ponte Gateshead Millenium, Newcastle, Inglaterra [14].....	9
Figura 2.10 - Formas Geométricas em função do tipo de carregamento [15].....	10
Figura 2.11 - Corrente suspensa de Hooke [15].....	11
Figura 2.12 - Viaduto de Pintor Fierros, Cadavedo, Asturias, Espanha [16].....	12
Figura 2.13 - Ponte D. Maria Pia, Porto, Portugal [17].....	13
Figura 2.14 - Ponte Rossgraben Schwarzenburg, Suíça [18].....	13
Figura 2.15 - Esquema de forças, Arco Inferior [19].....	14
Figura 2.16 - Ponte sobre o Rio Zêzere, Portugal [20].....	14
Figura 2.17 - Esquema de forças, Arco Superior [19].....	15
Figura 2.18 - Ponte Chesapeake, Maryland, EUA [21].....	15
Figura 2.19 - Esquema de forças, Arco Inferior [19].....	16
Figura 2.20 - Ponte Lupu, Shanghai, China [22].....	16
Figura 2.21 - Ponte Ernesto Dornelles, Veranópolis, Brasil - Arco Plano [23].....	17
Figura 2.22 - Ponte Juscelino Kubitschek, Brasília, Brasil - Arco Espacial [24].....	17
Figura 2.23 - Ponte Ferroviária sobre o Rio Sado, Alcácer do Sal, Portugal [25].....	18
Figura 2.24 - Ponte em Ondarroa, Biscaia, Espanha [26].....	19
Figura 2.25 - Ponte da rua principal em Columbus, Ohio, E.U.A [27].....	19
Figura 2.26 - Ponte Hulme, Manchester, Inglaterra [28].....	20
Figura 2.27 - Ponte Marexhe, Liège, Bélgica [29].....	21
Figura 2.28 - Ponte Fehmarnsund, Grobenbrode, Alemanha [30].....	21
Figura 2.29 - Ponte sobre o Rio Aguanaz, Cantábria, Espanha.....	22
Figura 2.30 - Ponte sobre o Rio Yongjiang, Nanning, Guangxi, China [31].....	23
Figura 2.31 - Ponte sobre o Rio Yongjiang, Nanning, Guangxi, China [31].....	23
Figura 3.1 - Diagrama esquemático de uma estrutura, sem sistema de controlo.....	25

Figura 3.2 - Diagrama esquemático de uma estrutura, com sistema de controlo passivo	27
Figura 3.3 - Diagrama esquemático de uma estrutura, com sistema de controlo semi-ativo	27
Figura 3.4 - Diagrama esquemático de uma estrutura, com sistema de controlo ativo	28
Figura 3.5 - Diagrama esquemático de uma estrutura, com sistema híbrido	30
Figura 3.6 - Diagrama de controlo de um sistema efetor [34]	31
Figura 3.7 - Processo de dimensionamento de uma estrutura com sistema de controlo ativo: A) baseado no controlo de vibrações; B) baseado no controlo de geometria [34]	31
Figura 3.8. - Processo de dimensionamento de uma estrutura orgânica (com um sistema efetor) [34]	31
Figura 3.9 - Representação das variáveis de estado [34]	35
Figura 3.10 - Sistema de controlo em <i>circuito aberto</i> [34]	36
Figura 3.11 - Sistema de controlo em circuito fechado [34]	36
Figura 3.12 - Diagrama de um sistema de controlo analógico [34]	37
Figura 3.13 - Diagrama de um sistema de controlo digital [34]	37
Figura 3.14 - Esquema de evolução de uma estratégia de controlo preditivo [32]	39
Figura 3.15 - Circuito de controlo de um sistema de isolamento base ativo [32]	41
Figura 3.16 - Circuito de controlo de um sistema de contraventamento ativo ABS [32]	42
Figura 3.17 - Nó com elementos ativos de contraventamento e respetivos atuadores [32]	42
Figura 3.18 - Sistema de rigidez variável AVS [38]	43
Figura 3.19 - Modelo de um circuito de controlo de um sistema AVS [32].	44
Figura 3.20 - Sistema ATS aplicado a múltiplos graus de liberdade	45
Figura 3.21 - Sistema de controlo com cabos ativos para controlo de vibrações induzidas por cargas de tráfego [34]	45
Figura 3.22 - Sistema de controlo ativos eólico com defletores aerodinâmicos [34]	46
Figura 3.23 - Exemplo de um TMD, com 730 toneladas [39]	47
Figura 3.24 - Modelo esquemático de um TMD [40].	48
Figura 3.25 - Exemplo de um circuito de controlo de um sistema ATMD [32]	48
Figura 3.26 - Modelo esquemático de um sistema ATMD	48
Figura 3.27 - Modelo esquemático de um sistema ATMD constituído apenas por uma massa [32]	49
Figura 3.28 - Modelo esquemático de um sistema ATMD com adição de uma massa [32]	49
Figura 3.29 - “ <i>Bogie</i> ” modelo de uma composição Alfa Pendular	50
Figura 3.30 - Alfa Pendular em troço curvo	51
Figura 3.31 - Circuito de controlo de uma Estrutura Orgânica [34]	51
Figura 3.32 - Representação esquemática de um sistema efetor do braço, materializado pelos músculos bícípites [35]	52

Figura 3.33 - Processo de dimensionamento de uma estrutura orgânica [34]	52
Figura 3.34 - Principais elementos de bio-estruturas e respetivos elementos análogos na Engenharia de Estruturas [35]	53
Figura 3.35 - Exemplo de viga simplesmente apoiada com sistema de pré-esforço orgânico [34]	54
Figura 3.36 - Ancoragem orgânica [34].....	55
Figura 3.37 - Circuito de controlo de pré-esforço orgânico [34].....	55
Figura 3.38 - Elementos constituintes tipo de um CA [35].....	58
Figura 3.39 - Esquema da localização do atuador na estrutura do cimbra [35].	58
Figura 3.40 - Cimbra autolanzável na execução de um viaduto em Arco de Baúlhe [40]	59
Figura 4.1 - Ponte rodoviária, com arcos inclinados para o exterior (vista em 3d).....	62
Figura 4.2 - Ponte rodoviária, com arcos inclinados para o exterior em perspetiva (vista em 3d).....	62
Figura 4.3 - Rotação do arco no apoio (derrube), perante solicitações horizontais (plano zy)	63
Figura 4.4 - Alçado com o arco sem divisão em segmentos equidistantes (plano zx)	63
Figura 4.5 - Alçado com o arco dividido em segmentos equidistantes (plano zx)	64
Figura 4.6 - Modelo global, com divisão em segmentos equidistantes (vista 3d)	64
Figura 4.7 - Plano de corte num segmento transversal do arco em comparação com o modelo de pêndulo invertido (plano zy)	65
Figura 4.8 - Deslocamento no tabuleiro devido à variação de carga.....	66
Figura 4.9 - Alongamento nos tirantes devido à variação de carga.....	66
Figura 4.10 - Instante com tabuleiro em “estado de repouso”	68
Figura 4.11 - Instante com tabuleiro em “estado ativo máximo”.....	69
Figura 4.12 - Rotação imposta no arco de forma a controlar a cota de projeto do tabuleiro	70
Figura 4.13 - Esquema de forças para análise do modelo de equilíbrio.....	71
Figura 5.1 - Perfil transversal tipo de autoestrada urbana [41].....	75
Figura 5.2 -Perfil transversal	75
Figura 5.3 - Modelo de análise genérico dum tramo do tabuleiro.....	76
Figura 5.4 - Secção transversal laje	77
Figura 5.5 - Modelo de análise da laje apoiada nas longarinas.....	77
Figura 5.6 - Painel de laje com efeito de junta elástica	78
Figura 5.7 - Secção transversal tabuleiro	79
Figura 5.8 - Longarina “fêmea” e “macho”	79
Figura 5.9 - Disposição das longarinas “fêmeas” e “machos”	80
Figura 5.10 - Variação da cota e extensão do tabuleiro para diferentes inclinações	80
Figura 5.11 - Ligação de apoio entre longarinas e carlinga”.....	81

Figura 5.12 - Secção transversal laje-longarina modelo de calculo (“offset”)	82
Figura 5.13 - Vista em planta da ligação da longarina no modelo de calculo (“Assign Frame Release”)	82
Figura 5.14 - Secção transversal tabuleiro.....	83
Figura 5.15 - Secção transversal - Longarina	83
Figura 5.16 - Posicionamento da ligação entre longarinas e carlingas.....	84
Figura 5.17 - Vista da ligação no modelo estrutural das longarinas nas carlingas sem barra de rigidez	84
Figura 5.18 - Vista da ligação no modelo estrutural das longarinas nas carlingas com barra de rigidez	85
Figura 5.19 - Tipo de apoios no tramo 1 e 2	85
Figura 5.20 - Tipo de apoios no tramo 21 e 22	85
Figura 5.21 - Secção transversal - Carlinga.....	86
Figura 5.22 - Exemplo de fixações do mesmo tipo, executadas em aço vazado para o tabuleiro da nova travessia do Rio Sado em Alcácer do Sal	87
Figura 5.23 - Modelação da ligação dos tirantes aos arcos e carlingas (“Assign Frame Release”).....	87
Figura 5.24 - Secção transversal - Tirante	88
Figura 5.25 - Secção transversal - Arco.....	90
Figura 5.26 - Modelo de calculo reproduzido para obtenção das reações nos apoios referentes ao peso próprio e restantes cargas permanentes do tabuleiro	91
Figura 5.27 - Gráfico da 1ª análise, do andamento dos momentos derrubantes/estabilizantes, em função do ângulo de inclinação dos arcos	92
Figura 5.28 - Gráfico do andamento dos momentos derrubantes/estabilizantes, em função do ângulo de inclinação dos arcos - “Estado de repouso”	93
Figura 5.29 - Gráfico do andamento dos momentos derrubantes/estabilizantes, em função do ângulo de inclinação dos arcos - “Estado ativo Máximo”	94
Figura 5.30 - Localização dos arranques do arco (apoios encastrados)	96
Figura 5.31 - Esforços axiais - Arcos.....	97
Figura 5.32 - Diagrama de momentos segundo o eixo Z	98
Figura 5.33 - Diagrama de momentos segundo o eixo Y	98
Figura 5.34 - A deformação vertical (eixo Z) referente ao “estado de repouso”	99
Figura 6.1 - Perfil transversal, com as cargas permanentes de faca	105
Figura 6.2 - Modelo de cargas permanentes de faca, no software	105
Figura 6.3 - Perfil transversal com as cargas permanentes de área	106
Figura 6.4 - Modelo de cargas permanentes de faca, no software	106
Figura 6.5 - Definição de w , para os diferentes tipos de plataforma	107

Figura 6.6 - Aplicação do modelo de carga LM1 nas pistas fictícias	108
Figura 6.7 - Modelo simplificado, para determinar a linha de influência, após a aplicação de uma carga unitária sobre a longarina da extremidade.....	109
Figura 6.8 - Traçado da linha de influência para o 1º cenário estabelecido	110
Figura 6.9 - Esquema de cargas definidas através do LM1 para o 1º caso de carga	110
Figura 6.10 - Modelo simplificado para determinar a linha de influência, depois da aplicação de uma carga unitária sobre a longarina central.....	111
Figura 6.11 - Traçado da linha de influência para o 2º caso estabelecido	111
Figura 6.12 - Esquema de cargas definidas através do LM1 para o 2º caso de carga	112
Figura 6.13 - Geometria de aplicação de sobrecarga adotada para o estudo da estabilidade do arco - 1º Caso	112
Figura 6.14 - Geometria de aplicação de sobrecarga adotada para o estudo da estabilidade do arco - 2º Caso	113
Figura 6.15 - Geometria de aplicação de sobrecarga adotada para o estudo da estabilidade do arco - 3º Caso	113
Figura 6.16 - Geometria de aplicação de sobrecarga adotada para o estudo da estabilidade do arco - 4º Caso	114
Figura 6.17 - Geometria de aplicação de sobrecarga adotada para o estudo da estabilidade do arco - 5º Caso	114
Figura 6.18 - Geometria de aplicação de sobrecarga adotada para o estudo da estabilidade do arco - 6º Caso	115
Figura 6.19 - Geometria de aplicação de sobrecarga adotada para o estudo da estabilidade do arco - 7º Caso	115
Figura 6.20 - Geometria de aplicação de sobrecarga adotada para o estudo da estabilidade do arco - 8º Caso	116
Figura 6.21 - Elementos críticos da estrutura base para o ELU	119
Figura 6.22 - Curvas de encurvadura	123
Figura 6.23 - Diagrama de tensões-extensões do aço de pré-esforço.....	128
Figura 7.1 - Disposição das pistas sobre o tabuleiro	135
Figura 7.2 - Veículos Tipo - veículo tipo 1 (esquerda), veículo tipo 2 (centro), veículo tipo 3 (direita).....	136
Figura 7.3 - Tipo de carregamento “ <i>linear multi-step static</i> ”	137
Figura 7.4 Posição inicial de cada secção dos arcos, sem ação rodoviária.....	138
Figura 7.5 - Deformação no arco oeste segundo o regime de circulação em marcha lenta e rápida	139
Figura 7.6 - Deformação no arco este segundo o regime de circulação em marcha lenta e rápida ..	140
Figura 7.7 - Deformação devido às ações permanentes juntamente com a sobrecarga de estudo - Arco Oeste	141

Figura 7.8 - Deformação devido às ações permanentes juntamente com a sobrecarga de estudo - Arco Este	142
---	-----

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 - Maiores vãos principais, segundo cada tipologia de ponte	4
Quadro 3.1 - Relação funcional entre atuadores e ações a controlar [34].	34
Quadro 5.1 - Características técnicas das autoestradas urbanas [41]	74
Quadro 5.2 - Quadro de inclinações/extensão total do tabuleiro suspenso	80
Quadro 5.3 - Reações de forças nos arranques nos arcos, em “estado de repouso”	96
Quadro 6.1 - Quadro de características de resistência do betão	103
Quadro 6.2 - Características de aço para armaduras ordinárias	103
Quadro 6.3 - Valores nominais das tensões para aços estruturais laminados a quente	103
Quadro 6.4 - Valores nominais das tensões para secções tubulares ocas	104
Quadro 6.5 - Valores nominais das tensões para barras atirantadas	104
Quadro 6.6 - Número e largura das vias fictícias (norma EN 1991-2)	107
Quadro 6.7 - Cargas características para LM1, segundo EN 1991-2	108
Quadro 6.8 - Classes de uso de pontes e respetivos coeficientes	109
Quadro 6.9 - Esforços do 1º caso estabelecido para definir o traçado da linha de influência	110
Quadro 6.10 - Esforços do 2º cenário estabelecido para definir o traçado da linha de influência	111
Quadro 6.11 - Valores recomendados dos coeficientes para pontes rodoviárias	117
Quadro 6.12 - Combinações definidas com os respetivos fatores de majoração, para o estado limite último (STR)	118
Quadro 6.13 - Combinações de ações em relação aos estados limites de utilização	118
Quadro 6.14 - Esforços de dimensionamento do arco, para o estado limite último segundo o caso de carga condicionante	121
Quadro 6.15 - Fator λ para os diferentes tipo de carga (1º ao 5º)	125
Quadro 6.16 - Fator λ para os diferentes tipo de carga (6º ao 10º)	125
Quadro 6.17 - Determinação do coeficiente de encurvadura	125
Quadro 6.18 - Fatores de interação	126
Quadro 6.19 - Deformação devido às ações permanentes (“estado de repouso”)	127
Quadro 6.20 - Deformação devido às ações variáveis	127
Quadro 6.21 - Deformação devido às ações permanentes mais ações variáveis (“estado ativo”)	127
Quadro 6.22 - Características referentes ao tipo de cabo adotados, segundo o catálogo do fornecedor	129
Quadro 6.23 - Esforços de dimensionamento da carlinga, para o estado limite último	130
Quadro 6.24 - Deformação devido às ações permanentes (“estado de repouso”)	131

Quadro 6.25 - Deformação devido às ações variáveis	131
Quadro 6.26 - Deformação devido às ações permanentes mais ações variáveis (“estado ativo”).....	131
Quadro 6.27 - Esforços de dimensionamento da longarina, para o estado limite último.....	132
Quadro 6.28 - Coeficientes reduzidos devidos à encurvadura por flexão	132
Quadro 6.29 - Fatores de interação	133
Quadro 6.30 - Deformação devido às ações permanentes (“estado de repouso”).....	133
Quadro 6.31 - Deformação devido às ações variáveis	134
Quadro 6.32 - Deformação devido às ações permanentes mais ações variáveis (“estado ativo”).....	134

1

INTRODUÇÃO

1.1 ENQUADRAMENTO DO TEMA E OBJETIVOS

As pontes foram desde sempre consideradas “obras de arte”, no âmbito da Engenharia de Estruturas. A construção de uma ponte, não deve ser apenas a ligação entre dois pontos, devendo ser devidamente enquadrada no espaço envolvente. Entre as várias tipologias existentes, as pontes em arco destacam-se pela sua qualidade estrutural e, pela sua qualidade estética ímpar.

Neste domínio, pretende-se dimensionar uma ponte rodoviária, com dois arcos inclinados para o exterior, com o tabuleiro a nível intermédio. Pretende-se retirar todas as potencialidades da estrutura, de forma a conseguir-se alcançar um vão, circunscrito nos máximos do período corrente, para esta tipologia de ponte.

O passo importante nesta dissertação, trata-se de retirar proveito da massa dos elementos da estrutura base, de modo a gerar um equilíbrio entre os arcos e a plataforma. Deste modo um objetivo claro, passa por dimensionar esta estrutura sem recorrer a qualquer tipo de sistema de contraventamento (elementos transversais de ligação entre os arcos) e, avaliar a necessidade de implementar um sistema de controlo para garantir a geometria da estrutura, ou seja, de forma a controlar as deformações na estrutura devido às ações de sobrecarga rodoviária.

1.2 DESCRIÇÃO DOS OBJETIVOS

A dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, no ramo de Estruturas, com o título “Novo Sistema Estrutural de Pontes com Controlo de Geometria devido às Sobrecargas Rodoviárias”, tem como objetivo avaliar a implementação de um sistema de controlo na estrutura, de modo a compensar as deformações causadas pelas cargas rodoviárias na plataforma. Pretende-se implementar uma estrutura com um vão de 550,0m. Igualmente importante, considera-se o desenvolvimento de um conceito, para aplicar na estrutura, focado na rotação dos arcos, de modo a controlar o equilíbrio da geometria do tabuleiro.

Através do ponto de equilíbrio gerado, verificam-se os elementos da estrutura base, analisando-se o seu comportamento a fenómenos de encurvadura, de forma a considerar a dispensa de qualquer tipo de sistema de contraventamento.

1.3 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação encontra-se dividida em 8 capítulos, sendo que, no presente capítulo, apresenta-se o enquadramento do estudo desenvolvido, a sua estruturação e expõe-se os principais objetivos.

No capítulo 2, designado por “Pontes em Arco”, realiza-se um estudo abrangente sobre o elemento arco. Expõe-se um enquadramento relacionado com os vãos típicos de soluções de pontes em arco, comparado com outras tipologias de pontes. Apresenta-se ainda uma introdução histórica e toda a sua evolução estrutural desde a idade antiga até à idade contemporânea. Além disso, analisa-se o comportamento estrutural do arco e, identificam-se as diferentes tipologias.

Seguidamente, apresenta-se no capítulo 3, designado por “Sistemas de Controlo em Estruturas” uma abordagem geral aos diferentes tipos de sistemas de controlo em estruturas, concretamente o sistema passivo, semi-ativo, ativo, híbrido e efetor. Definem-se os elementos constituintes, conceitos, estratégias e, por fim, identifica-se vários exemplos. Ainda neste, expõe-se uma breve observação acerca de estruturas inteligentes e orgânicas.

No capítulo 4, intitulado como “Apresentação do modelo de análise para o sistema estrutural”, apresenta-se a caracterização do modelo, referente ao arco e ao tabuleiro. Define-se ainda, um conceito genérico e realiza-se uma análise geométrica.

Posteriormente, o capítulo 5 intitula-se “Modelação e Análise da Influência Geométrica da Estrutura”, estabelecendo-se a caracterização da estrutura, o tipo de modelação efetuada para os vários elementos constituintes da estrutura base, realizada através do programa de cálculo *SAP2000*. Apresenta-se o ângulo de equilíbrio para o tipo de estrutura e, por fim, ostenta-se a validação do modelo.

O capítulo 6, designa-se “Verificação e Análise de Segurança da Estrutura”, expõe-se a regulamentação consultada, os critérios, materiais, combinações e por fim, realiza-se a verificação aos estados limites definidos, referentes aos elementos constituintes da estrutura base.

O capítulo 7, intitula-se “Análise Comparativa de Dois Sistemas de Circulação”, gerou-se um caso de estudo, reproduzindo dois tipos de tráfego, “marcha lenta” e “marcha rápida”. Para isso, foi necessário criar um modelo de análise, realizado através do software *CSIBridge*, simulando dois momentos de circulação, de modo a ser estudada a deformação na estrutura e a resposta que esta gera. Com este estudo, permite-se avaliar a implementação de um sistema de controlo e o tempo de atuação do mesmo.

Por fim, no capítulo 8, designado por “Conclusões”, apresentam-se todas as considerações finais e, expõem-se os desenvolvimentos futuros.

2 PONTES EM ARCO

2.1 NOTA INTRODUTÓRIA

Ao longo dos tempos, a construção de pontes com recurso ao arco foi uma das soluções mais utilizadas. Sendo um elemento estrutural magnífico, demonstra grande resiliência e estabilidade em relação à deformação quando está submetido ao carregamento. A principal distinção deste elemento estrutural perante outros baseia-se na sua geometria, pois o seu traçado curvo conduz as cargas ao longo da sua curvatura até atingir os arranques laterais. Já em outras tipologias as cargas são transmitidas verticalmente.

Este modelo estrutural permitiu, pela primeira vez, a construção de elementos de ligação entre margens de rios, sem que estes contactassem diretamente com a água, permanecendo assim protegidos do poder erosivo das correntes aquáticas. Como exemplo, segue-se a figura referente à Ponte da Arrábida, no Porto, considerada com o maior arco de betão armado do mundo nessa época, inaugurada a 22 de junho de 1963, em que o autor do projeto foi o Professor Engenheiro Edgar Cardoso [1].

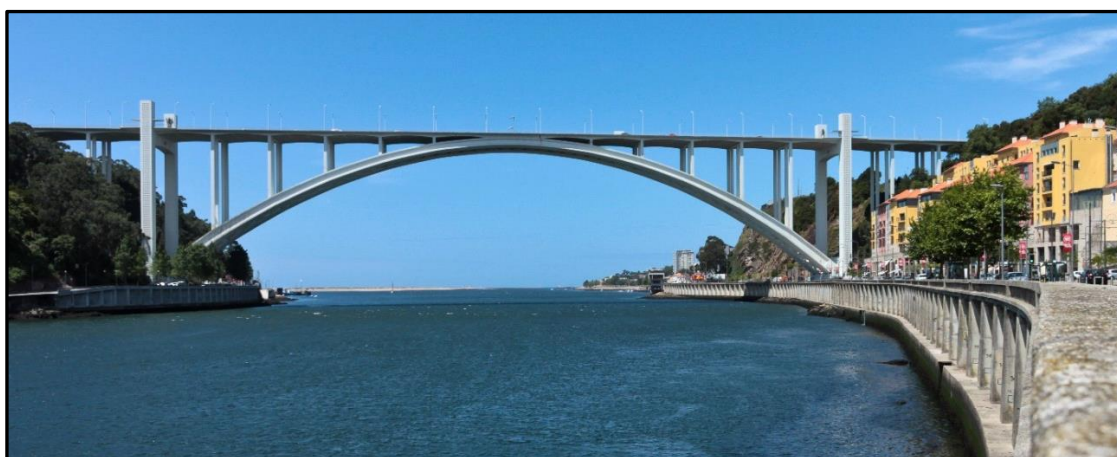


Figura 2.1 - Ponte da Arrábida, Porto, Portugal [2]

A estrutura em arco detém um vasto número de vãos muito diferentes. Trata-se de uma solução competitiva perante outro tipo de solução de pontes, como por exemplo, as pontes em treliça, com vãos inferiores a 275 m [3]. No entanto, a ponte em arco comparativamente a outras soluções, torna-se mais atraente pela sua estética.

As pontes com capacidade em alcançar os maiores vãos são pontes de tirantes e pontes suspensas.

Na atualidade, a maior ponte em arco é a ponte Chaotianmen na China, sobre o rio Yangtze. Trata-se de uma ponte rodoferroviária, construída com um vão principal de 552 m e um comprimento total de 1741 m, concluída no ano de 2009.

Com a evolução dos tempos, alcançar o maior vão tem imposto um grande desafio ao homem e à engenharia.

Em síntese, no Quadro 2.1 identificam-se os maiores vãos principais até à atualidade, distinguindo as pontes suspensas, tirantes, viga e em arco [4].

Quadro 2.1 - Maiores vãos principais, segundo cada tipologia de ponte

TIPO	NOME	MATERIAL	VÃO MÁX. (m)	VÃO TÍPICO (m)	ANO ABERTURA
Suspensa	Akashi-kaikyo	Aço	1991	600-1300	1998
Suspensa	Great Belt East	Misto	1624	600-1300	1998
Tirantes	Russky	Misto	1104	150-450	2012
Viga	Minato	Aço	510	20-300	1974
Viga	Shibanpo	Betão	330	15-200	2006
Arco	Chaotianmen	Aço	552	50-400	2009
Arco	Beipanjiang Qinglong	Betão	445	50-300	2016

2.2 HISTÓRIA E EVOLUÇÃO ESTRUTURAL DO ARCO

2.2.1 IDADE ANTIGA

No início da humanidade, a necessidade de comunicar e expandir horizontes já era uma característica singular, inicialmente como ato de sobrevivência na procura de abrigo e alimento, depois como ato de prosperidade.

Os povos primitivos eram muitas vezes surpreendidos com dificuldades que os impediam de prosseguir trajetos, quer por leitos de rios, quer por outros obstáculos. Audazes, encontravam na natureza formas de ultrapassar essas barreiras, tais como árvores caídas sobre leitos de rios, entre outras opções, e assim criavam as alternativas mais primitivas para suprimir essas dificuldades.

Sendo a espécie humana dotada de inteligência, rapidamente começou a imitar a natureza na forma como poderia ultrapassar essas oposições. A natureza encarregava-se de formar as mais belas estruturas naturais, que desde logo comprovavam que a estrutura em arco demonstrava um comportamento resistente. Inúmeros exemplos, ainda hoje, mostram a bela estrutura natural do arco, inserido nos mais

diversos panoramas dispersos pela natureza, o que faz deste, um elemento estrutural e, em simultâneo, um elemento magnífico, pela sua pulcritude.

O arco, foi considerado por muitos como a primeira grande invenção do homem, no ramo das estruturas. “O arco nunca dorme”, provérbio índio, padroniza o seu carácter resistente na ideia do arco [5]. A Figura 2.2 representa um arco natural de 60 m de largura e 54 m de altura, esculpido lentamente pelo rio Ardèche, em França.



Figura 2.2 - Arco Natural “Pont d’Arc”, Ardèche, França [6]

O modelo de ponte em arco é um dos mais antigos na história de construção de pontes. As primeiras construções em arco tiveram origem na Mesopotâmia (4000 a.C.), feitas com tijolos de barro, mas não ganhariam ímpeto até ao aparecimento do Império Romano (início séc. I A.C. até ao séc. V d.C.) [7].

2.2.2 ÉPOCA ROMANA

A necessidade de expansão do Império Romano obrigava à supressão de barreiras, como rios e vales, para conseguir ligar as inúmeras vias de forma a alcançar novos territórios e novas conquistas. Foi desde então, que os romanos introduziram o modelo de ponte em arco em pedra nas imensas pontes e também em aquedutos, que serviam de rede de abastecimento de água às populações.

As construções desse Império eram construídas de forma empírica, corrigindo as falhas através do método de “tentativa erro”. Nesse período, surgiram as primeiras noções de linhas de pressão e regras geométricas, para que as forças ficassem contidas dentro das dimensões do arco [7].

Na atualidade, algumas dessas obras permanecem ainda de pé, umas como travessias e outras como marcos históricos. A Ponte da Caravana sobre o rio Meles em Izmir, na Turquia, apresentada na Figura

2.3, foi construída por volta de 850 a.C., tendo mais de 2860 anos de idade, o que a qualifica como a ponte em funcionamento mais antiga do mundo [8].



Figura 2.3 - Ponte da Caravana, Izmir, Turquia [9]

2.2.3 IDADE MODERNA

Após o Império Romano não existiram grandes evoluções na estrutura da ponte em arco, terá sido somente no início do Renascimento (início séc. XVI até ao séc. XVIII) que apareceram as primeiras novidades científicas e começaram a ser erguidas pontes com novas formas geométricas, arcos mais abatidos e ogivais. Nesse período, foi construída a Ponte Royal, situada em Paris e concluída em 1689, considerada um marco histórico da época.



Figura 2.4 - Ponte Royal, Paris, França [10]

No século XVIII, o modelo de construção de arcos em pedra progrediu e passou-se para um conhecimento mais científico e estruturado. Surge então a primeira escola de engenharia civil do mundo, inaugurada em 1747, chamada “École des Ponts et Chaussées”, em Paris, França [8].

O material construtivo com carácter suficientemente resistente face aos elevados esforços da época era a pedra, mas veio a tornar-se insuficiente após a necessidade de alcançar maiores vãos livres.

2.2.4 IDADE CONTEMPORÂNEA

Com o início da Revolução Industrial, um novo material vinha a ser posto em prática, o ferro. Iniciava-se a construção em ferro, no século XVIII, sendo a primeira ponte em arco no mundo com este novo material batizada de *Iron Bridge*, perto de Coalbrookdale, Inglaterra, inaugurada em 1781.

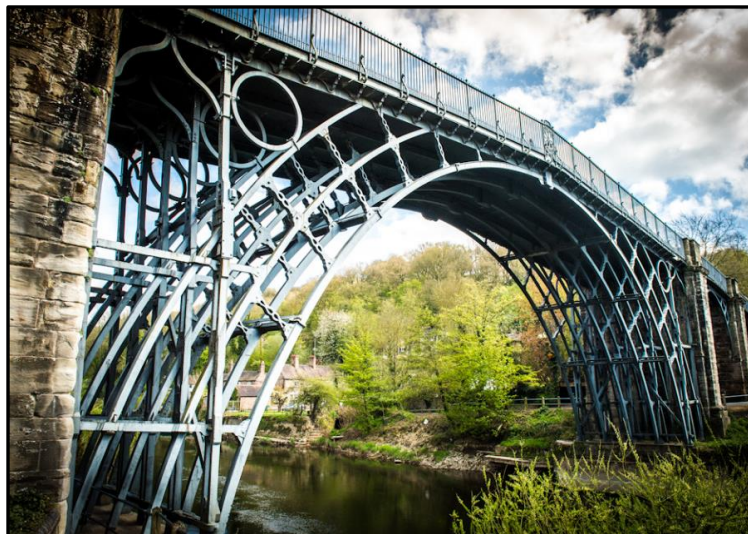


Figura 2.5 - Iron Bridge, Coalbrookdale, Inglaterra [11]

Dava-se então início à época da expansão ferroviária. Grandes obras vieram a ser implantadas, mas cedo se percebeu que as pontes em ferro fundido não tinham uma tensão resistente para as exigências dinâmicas das locomotivas a vapor. As pontes em arco sofreram alguns dos maiores desastres na história da construção de pontes, devido às vibrações impostas pelas locomotivas a vapor [8].

O uso de ferro fundido foi substituído por outro material com grande importância na história, o aço, que veio projetar a construção de maiores vãos. A ponte D. Maria Pia, inaugurada a 4 de novembro de 1877, no Porto, ficou conhecida como a ponte com o maior arco em estrutura metálica no mundo, razão pela qual se considerou uma das estruturas mais arrojadas, construídas até à data, projetada pela empresa de Gustave Eiffel, em que a conceção da solução estrutural deve-se a Théophile Seyrig, chefe de equipa do projeto.

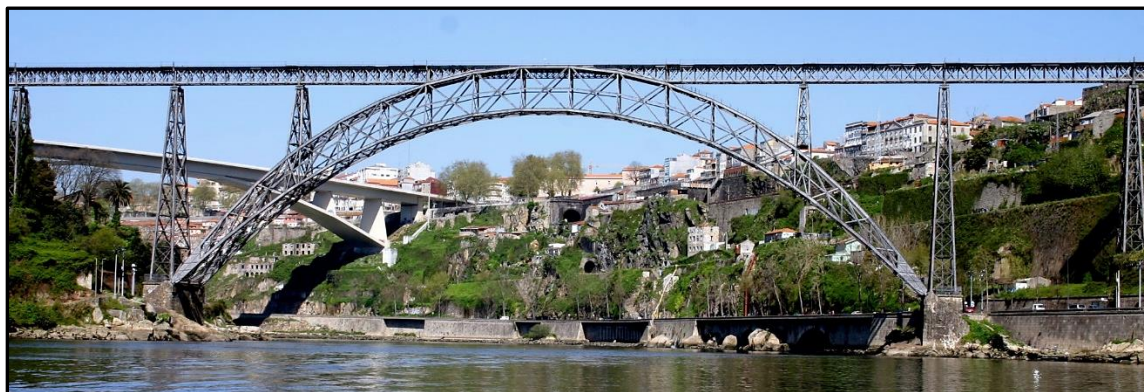


Figura 2.6 - Ponte D. Maria Pia, Porto, Portugal [12]

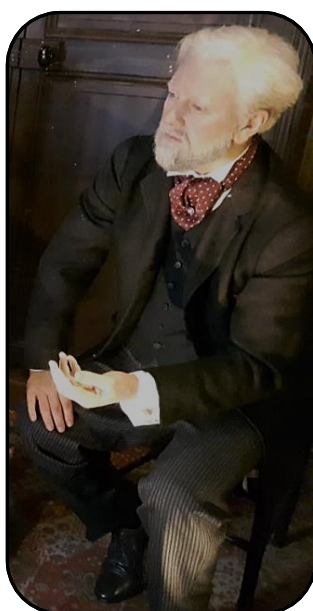


Figura 2.7 - Estátua de cera de Gustave Eiffel, Paris, França

A reinvenção do ferro/aço trouxe sinais da sua expansão, mas outro material era simultaneamente desenvolvido, ainda que os Romanos já tivessem algum conhecimento deste. Conhecido como pozolana na época, o betão não teve influência como escolha até ao início do século XX.

Começou-se desde então a construir em betão, inicialmente em betão simples ou pouco armado. Devido às guerras que decorriam, o aço era um material raro e precioso, mas após o final da 2ª Guerra Mundial, muito havia sido destruído e a necessidade de construção levou ao início da construção de pontes em arco em betão armado.

Robert Maillart, engenheiro suíço, foi o pioneiro a projetar pontes em arco, em betão armado. Um dos seus projetos mais emblemáticos é a ponte Salginatobel, concluída no ano de 1930, considerada a primeira ponte em arco em betão armado, sendo declarado como um marco histórico na Engenharia Civil Internacional [8].



Figura 2.8 - Ponte Salginatobel, Schiers, Suíça [13]

A evolução do arco passou por várias transformações ao longo dos tempos e uma nova era se apresenta com pontes em arco bastante sofisticadas.

Com o aparecimento das novas tecnologias, o computador surge como uma ferramenta de cálculo poderosíssima, permitindo análises e comparações muito próximas da realidade. O cálculo de esforços torna-se viável, a otimização evolui e surgem cada vez mais variadíssimos modelos de pontes em arco, quer a nível estrutural, quer a nível estético.

A ponte Gateshead Millenium, em Newcastle, concluída em 2001 é uma ponte pedonal inovadora, constituída por dois arcos, que por razões de tráfego marítimo podem ser movidos. No procedimento os dois arcos são inclinados como uma estrutura rígida. Nesta nova era, o modelo de ponte em arco não pode ser apenas construído para permitir a ligação de dois pontos, mas também marcar e embelezar o espaço onde se enquadra.



Figura 2.9 - Ponte Gateshead Millenium, Newcastle, Inglaterra [14]

2.3 COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DO ARCO

O arco é um elemento estrutural resistente que exhibe a sua maior capacidade quando submetido a esforços de compressão. As ações aplicadas na estrutura são sustentadas pelo arco, conduzidas através deste até aos encontros e por fim transmitidas às fundações, no entanto, a forma do arco pode variar em função do tipo de carregamento que suporta.

No caso de carregamentos uniformes, o arco toma uma forma curva. Na permanência de cargas concentradas o “arco” deve assumir uma forma poligonal, como exemplifica a Figura 2.10 [15].

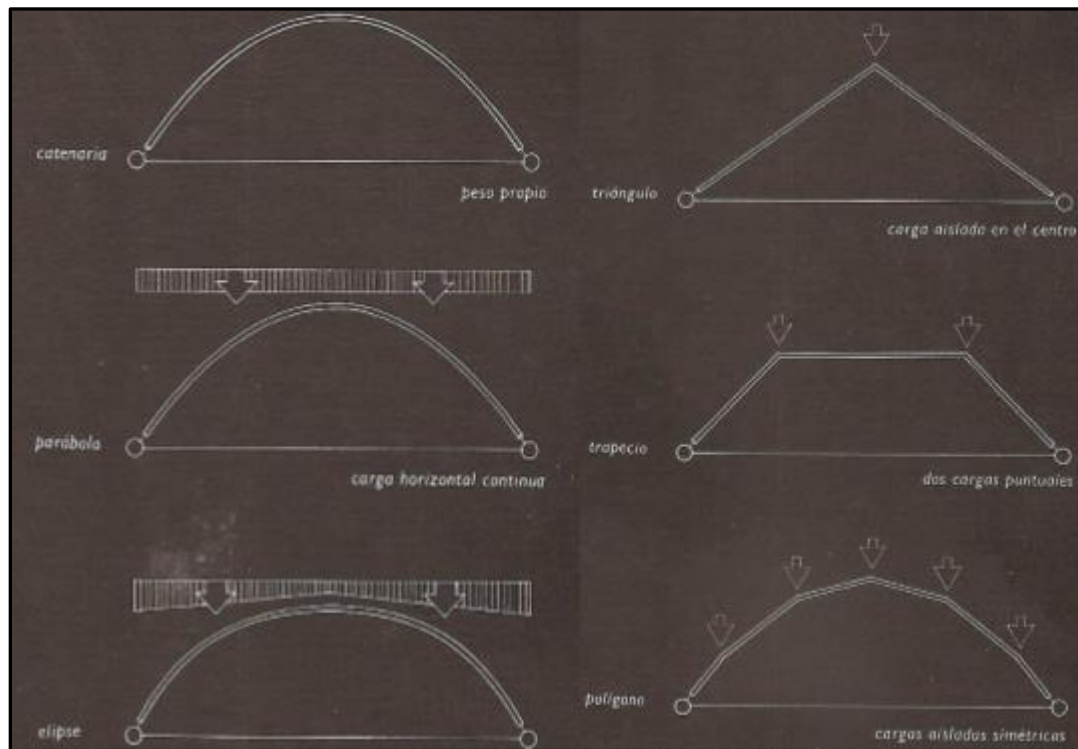


Figura 2.10 - Formas Geométricas em função do tipo de carregamento [15]

No ano de 1665, Robert Hooke lança um teorema para futura investigação, de que da tradução advém a seguinte citação: “Da mesma forma que se suspende um fio flexível, também assim, mas invertido, se sustentará um arco rígido” [5].

Para que o arco obtenha um comportamento resistente baseado somente em compressões, a forma do arco deve coincidir o mais aproximado possível com a forma anti-funcular das cargas que atuam na estrutura.

De uma forma simplificada, tendo um cabo suspenso entre dois pontos, e vendo-o dum ponto de vista estrutural, podemos dizer que é uma estrutura que não “sofre” esforços de flexão, apenas “sofre” esforços de tração ao longo de todo o seu comprimento (curva BGAHC, da Figura 2.11). Se congelarmos esse cabo e invertermos essa curva, obtem-se a carga anti-funcular, que mantém a característica de não “sofrer” esforços de flexão. Contudo nesse novo estado, cada ponto da estrutura encontrar-se comprimida (curva BKFLC, da Figura 2.11). Num prisma idealista, a forma do arco coincide com o fluxo de esforços.

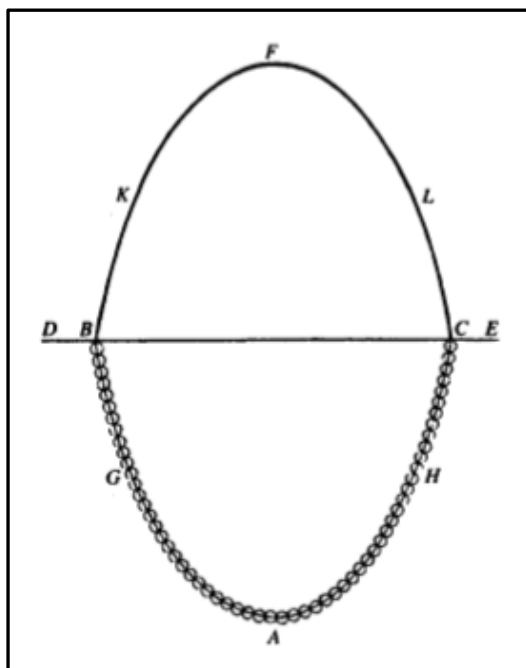


Figura 2.11 - Corrente suspensa de Hooke [15]

A forma geométrica deve ser escolhida, de forma a assegurar que as ações permanentes a que a estrutura estará sujeita provoquem esforços de compressão no arco, para tirar toda a sua potencialidade, limitando deformações e tensões de tração, sob a ação das cargas variáveis.

As cargas de tráfego encontram-se por vezes a solicitar apenas uma parte do tabuleiro, ou um sentido, que por sua vez provocam um carregamento assimétrico ao que os arcos estão submetidos, originando excentricidades das forças de compressão. Contudo, as ações variáveis não são passíveis do nosso controlo direto, onde se enquadra a variação de temperatura, vento, sismo, sobrecargas de serviço, entre outras.

As ações variáveis devem ser analisadas caso a caso, na influência que cada uma tem na conceção do arco, com intento de garantir que o arco esteja predominantemente sujeito a tensões de compressão.

2.4 TIPOLOGIAS ESTRUTURAIS DE PONTES EM ARCO

2.4.1 APOIOS

No seguimento do que foi tratado anteriormente, verificamos que os arranques dos arcos devem ser inclinados, por condições de equilíbrio do anti-funcular das cargas. Desta forma, os esforços transmitidos ao solo são também inclinados, logo a resultante da reação no apoio da estrutura será inclinada e irá decompor-se numa componente vertical e horizontal. A variação da componente vertical e horizontal, traduz-se numa variação do diagrama de esforços, levando a uma diferente linha de pressões.

Na construção de ponte em arco, podemos definir três tipos de articulações:

- Arco bi-encastado;
- Arco bi-articulado;
- Arco tri-articulado.

2.4.1.1 Arco bi-encastrado

Trata-se de uma estrutura hiperestática, apresenta menores flexões, que consequentemente é mais sensível a fenómenos de retração, fluência, variações de temperatura, podendo assim aumentar os momentos fletores, devido ao seu grau de hiperestaticidade, comparando-o a outras soluções.

Esta solução requer um solo de fundação que exiba uma grande rigidez e uma capacidade de carga elevada, para não sofrer assentamentos nas fundações e consequentemente aumentar os momentos fletores na estrutura.

Este tipo de estrutura produz naturalmente nos seus arranques momentos mais elevados, devido ao encastramento, o que implica que as secções transversais sejam mais robustas nos apoios e tendencialmente diminuam ao longo do arco até ao fecho, como exemplifica a Figura 2.12.

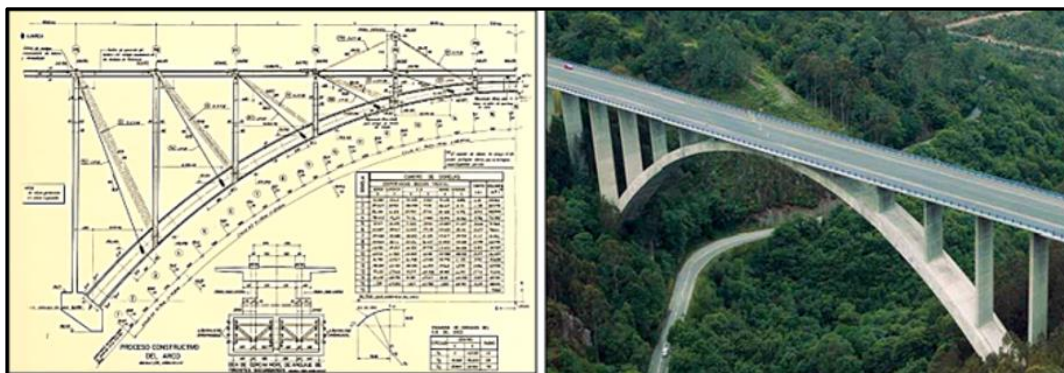


Figura 2.12 - Viaduto de Pintor Fierros, Cadavedo, Asturias, Espanha [16]

2.4.1.2 Arco bi-articulado

O arco bi-articulado é muito usado nos arcos metálicos. Em casos em que o solo de fundação não apresenta grande rigidez ou capacidade de carga, é necessário criar articulações nos arranques da estrutura de forma a que o arco não fique sujeito à deformabilidade do solo de fundação.

Neste seguimento, as variações térmicas ou outros fenómenos, também podem provocar esforços indesejados nos arranques, daí a introdução de articulações, que irão “libertar” os arranques desses efeitos diferidos.

Neste caso, os momentos fletores consideram-se mais elevados no fecho do arco, significando então que as secções mais robustas encontram-se no fecho do arco.

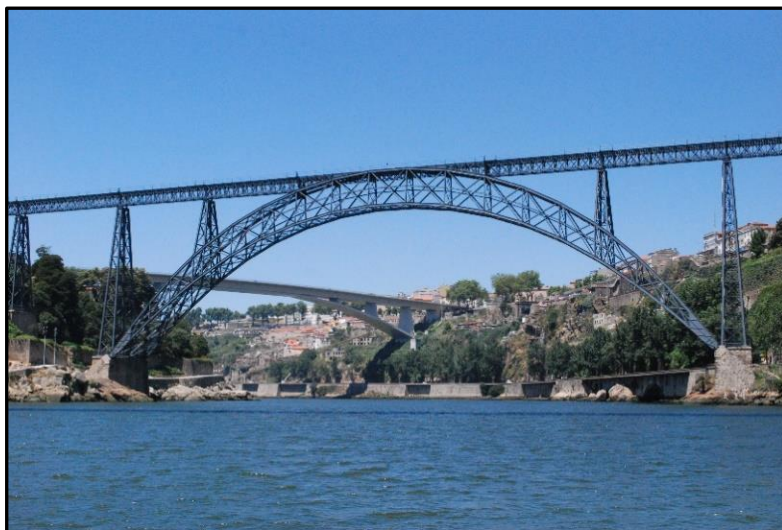


Figura 2.13 - Ponte D. Maria Pia, Porto, Portugal [17]

2.4.1.3 Arco tri-articulado

O arco tri-articulado encontra-se articulado nos arranques e no fecho, tornando-o num sistema isostático e ainda num modelo vantajoso, uma vez que o cálculo estrutural não é tão exaustivo nem trabalhoso.

No entanto, atualmente é um modelo que é menos utilizado, visto que traduz uma grande deformabilidade do arco.

O arco possui articulação nos arranques e no fecho, então os momentos fletores mais elevados localizam-se entre ambos, logo as secções transversais do arco mais robustas podem encontrar-se entre os arranques e o fecho do arco.



Figura 2.14 - Ponte Rossgraben Schwarzenburg, Suíça [18]

2.4.2 DISPOSIÇÕES ESTRUTURAIS DE PONTES EM ARCO

Cada projeto de uma ponte em arco será encarado como um novo desafio e cada um terá condicionamentos distintos, tais como: localização, ações predominantes, obstrução do canal de comunicação (passagem náuticas), período de vida, entre outros fatores. Face a todos estes

condicionalismos, dispõem-se três morfologias diferentes de pontes em arco, para ir de encontro à solução mais adequada:

- Ponte em arco com tabuleiro inferior;
- Ponte em arco com tabuleiro intermédio;
- Ponte em arco com tabuleiro superior.

2.4.2.1 Arco inferior

A ponte em arco, com tabuleiro superior, aborda uma tipologia clássica onde o arco se desenvolve totalmente abaixo do tabuleiro. Os esforços aplicados ao tabuleiro serão posteriormente transmitidos ao arco, através de elementos verticais ou elementos laminares verticais contínuos, que asseguram continuidade na ligação entre o tabuleiro e o arco. Por fim, os esforços transmitidos ao arco são encaminhados ao longo deste, até às fundações.

A influência da variação da flexa do arco faz alterar os esforços no arco e a componente vertical e horizontal dos esforços nos apoios. Ou seja, quanto maior for a flexa, maior será a componente vertical nas fundações, face à componente horizontal. Nos casos em que a flexa do arco é menor, aumentam os esforços no arco e a componente horizontal das fundações, por sua vez transmitidas ao solo.

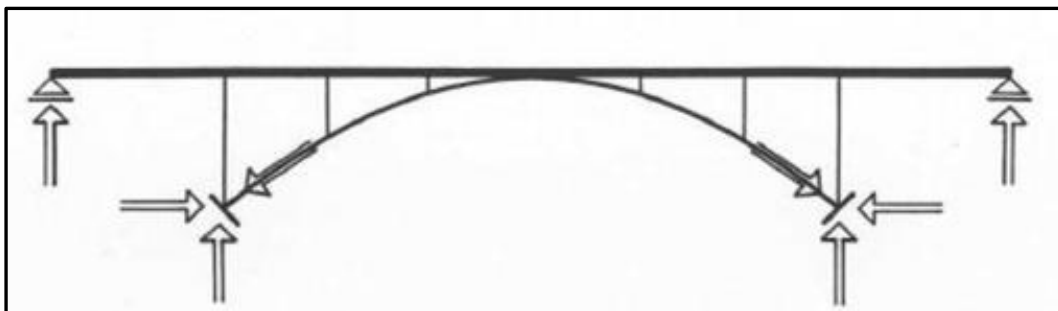


Figura 2.15 - Esquema de forças, Arco Inferior [19]

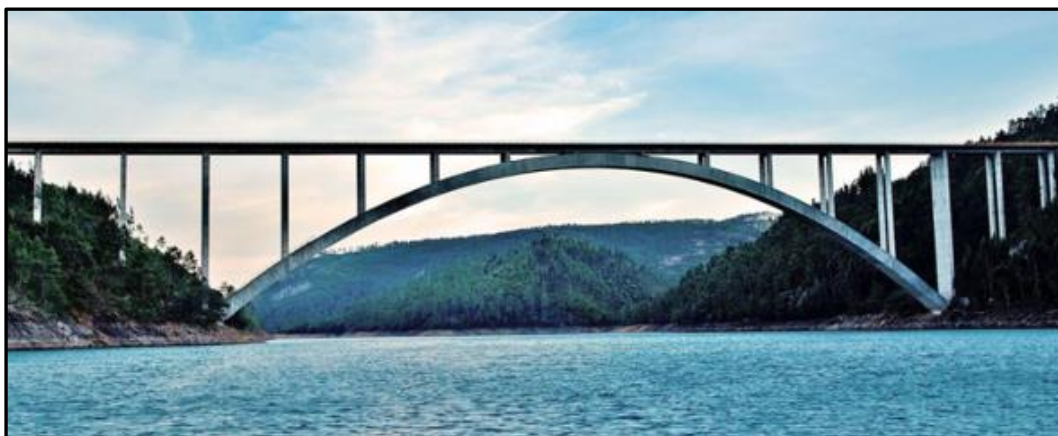


Figura 2.16 - Ponte sobre o Rio Zêzere, Portugal [20]

2.4.2.2 Arco superior

A abordagem ao arco superior trata uma evolução no modelo de ponte em arco, cuja construção se inicia apenas na segunda metade do século XX. Caracteriza-se pelo posicionamento do arco acima do tabuleiro, com o mesmo à altura dos arranques do arco.

Neste tipo de modelo, a variação da flexa conduz a uma variação dos esforços nos arranques, como visto em 2.4.2.1. É de referir que se elimina a necessidade de transmissão dos esforços horizontais ao solo, no caso de o arco manter continuidade com o tabuleiro, ou seja, o tabuleiro trabalha como tirante e auto equilibra a componente horizontal provocada pelo arco. O tabuleiro encontra-se suspenso por tirantes verticais ou diagonais, formando um sistema em treliça, que transmitem as cargas do tabuleiro ao arco, deixando o arco comprimido.

Este tipo de estrutura também se conhece como ponte “*bowstring*”. O arco superior “*bow*”, elemento comprimido, é interiormente autoequilibrado pelo tabuleiro, que funciona como tirante, de onde provém o termo “*string*”.

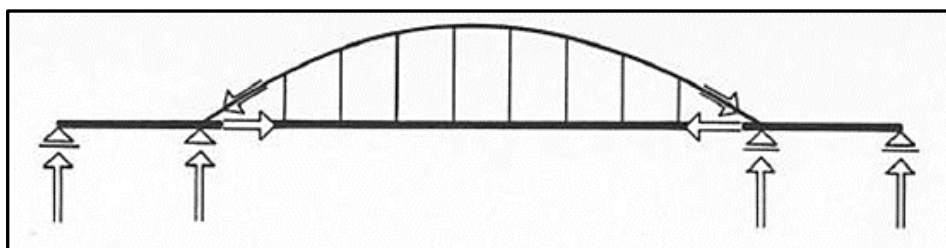


Figura 2.17 - Esquema de forças, Arco Superior [19]



Figura 2.18 - Ponte Chesapeake, Maryland, EUA [21]

2.4.2.3 Arco intermédio

Esta tipologia surge juntamente com o modelo de arco superior. O posicionamento do tabuleiro encontra-se entre o arranque e o fecho do arco, ou seja, a um nível intermédio. Nesta tipologia, o tabuleiro apresenta-se suspenso pelo arco nos troços em que o arco se encontra posicionado acima do tabuleiro e simplesmente apoiado nos troços em que o tabuleiro se encontra acima do arco.

Este modelo estrutural veio acrescentar soluções para determinados casos, em que a cota do leito do rio difere significativamente da cota da margem, ou mesmo qualquer outro obstáculo que apresente uma cota intermédia. Assim consegue-se posicionar a cota do tabuleiro a um nível intermédio com o arco, de forma a ser exequível a resolução desse tipo de impedimentos.

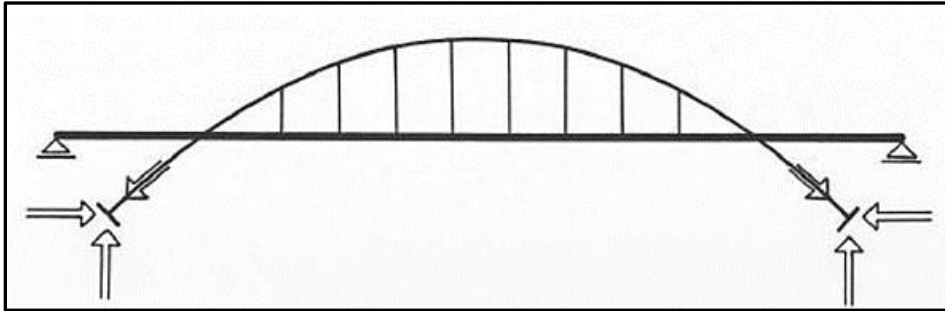


Figura 2.19 - Esquema de forças, Arco Inferior [19]



Figura 2.20 - Ponte Lupu, Shanghai, China [22]

2.4.3 ARCO ESPACIAL

Ao longo dos tempos, as pontes em arco passaram várias fases evolutivas, desde o tipo de estrutura, ao tipo de material, sempre com a tendência focada na modernização. A engenharia começou a estar sintonizada com a arquitetura e uma ponte, ou também conhecida como “obra de arte”, não permitiria apenas a ligação entre dois pontos, mas sim marcar e embelezar o espaço envolvente, associado em paralelismo às componentes de boa arquitetura (firmeza, comodidade, prazer).

Num passado recente (meados do século XX), surgiram as primeiras pontes em arco fora do plano, igualmente conhecidas como “arcos espaciais”, em que a sua disposição influencia quer a nível estrutural, quer a nível estético. Contudo, essa disposição apresenta influência direta no comportamento da estrutura, condicionante no caminho das forças na ponte.

2.4.3.1 Arco plano clássico e arco espacial

Todas as estruturas, num ponto de vista físico, incluindo os arcos, são espaciais pois desenvolvem-se no espaço, ou seja, a três dimensões, ocupando assim um volume.

A diferença entre estes dois tipos de estrutura de arco distingue-se, pois, o “arco plano clássico” desenvolve-se no plano, a sua disposição exibe-se verticalmente e desenvolve-se longitudinalmente paralela aos bordos da ponte, ou seja, caracteriza-se com um tabuleiro reto e um arco vertical.



Figura 2.21 - Ponte Ernesto Dornelles, Veranópolis, Brasil - Arco Plano [23]

O “arco espacial” apresenta uma disposição em que a diretriz do tabuleiro pode não ser paralela com a diretriz do arco, tal como o cruzar do arco sobre o tabuleiro, com os arcos laterais inclinados para dentro ou para fora, com um arco descentralizado e/ou inclinado, apresentando-se assim inúmeras combinações de modelos em “arco espacial”.



Figura 2.22 - Ponte Juscelino Kubitschek, Brasília, Brasil - Arco Espacial [24]

2.5 TIPOLOGIAS DOS ARCOS ESPACIAIS

As pontes em arco espacial, como analisado anteriormente, podem apresentar inúmeras combinações de modelos diferentes, no entanto podemos estabelecer uma classificação em função do número de arcos e assim subdividir numa análise mais detalhada.

Será apresentada uma breve referência acerca deste estudo, embora seja dada maior relevância às pontes com arco espacial duplo.

Classificação em função do número de arcos:

- Ponte em Arco Único;
- Ponte em Arco Duplo.

2.5.1 PONTE EM ARCO ÚNICO

2.5.1.1 Arco Vertical Central

Na conceção de pontes com arco vertical central, a posição do arco localiza-se sobre o eixo central do tabuleiro. Este é um exemplo comum em arcos com tabuleiro inferior. A ligação entre o arco e o tabuleiro é feita através de tirantes, até ao centro do tabuleiro ou às suas extremidades, contudo essa ligação do arco ao eixo central do tabuleiro (ligação vertical) pode causar algumas dificuldades à solução, pois podem surgir instabilidades no arco, devido à flexão imposta pelas cargas transversais e/ou encurvadura fora do plano.

Na ligação feita desde o arco às extremidades (laterais) do tabuleiro (ligação inclinada), esse problema de instabilidade no arco pode ser suprimido, uma vez que essa ligação estabelece um efeito de contraventamento transversal ao arco. Em alguns casos, os tirantes podem ser substituídos por elementos rígidos, formando uma ligação por bielas.



Figura 2.23 - Ponte Ferroviária sobre o Rio Sado, Alcácer do Sal, Portugal [25]

2.5.1.2 Arco Vertical Excêntrico

Dentro da mesma tipologia surge o arco vertical excêntrico, tratando-se de uma estrutura mais ousada pela particularidade do arco se encontrar num plano desviado do eixo central do tabuleiro.

Essa excentricidade provocará flexões no arco. O tabuleiro ao ficar sujeito ao desequilíbrio de massas devido à assimetria (entre o arco e o tabuleiro), pode provocar tendencialmente maior rotação na secção

transversal do tabuleiro, para o lado do tabuleiro com maior massa ou no sentido de maior binário. Ainda inerente a este modelo realça-se o problema de instabilidade do arco, anteriormente analisado.



Figura 2.24 - Ponte em Ondarroa, Biscaia, Espanha [26]

2.5.1.3 Arco Excêntrico Inclinado

No seguimento desta análise, segue-se a estrutura de ponte em arco espacial com arco excêntrico inclinado, uma tipologia arrojada a nível estético, mas também igualmente audaz a nível estrutural. Esta é claramente uma estrutura que causa ao utilizador um enorme conjunto de boas sensações e, paralelamente, ao seu projetista um enorme desafio. A inclinação imposta ao arco faz com que o mesmo fique sujeito a forças de flexão, devido ao seu peso próprio, além das restantes ações transversais, como o vento e o sismo. Incluem-se ainda as análises referentes ao arco vertical e ao arco vertical excêntrico anteriormente apresentadas.



Figura 2.25 - Ponte da rua principal em Columbus, Ohio, E.U.A [27]

2.5.1.4 Arco Vertical na Diagonal com o Tabuleiro

Começando pelo traçado diagonal do arco com o tabuleiro, destaca-se evidentemente a sua sublime estrutura, também pelo facto de ser pouco comum. Nesta disposição a ligação entre arco e tabuleiro é igualmente feita através de tirantes ou elementos rígidos (bielas), ancorados nas extremidades do tabuleiro. No entanto, não significa que a ancoragem seja executada na extensão total do tabuleiro em cada extremidade. Significa que determinada extensão do tabuleiro poderá estar ancorada ao arco na extremidade esquerda do tabuleiro e a restante extensão do tabuleiro na extremidade direita do mesmo, ou vice-versa, ficando à opção do projetista.

Nesse caso, mesmo sendo um arco vertical, o facto da sua componente de ligação com o tirante ser obrigatoriamente inclinada, introduz de imediato o esforço de flexão sobre o arco, podendo levar à instabilidade do mesmo.



Figura 2.26 - Ponte Hulme, Manchester, Inglaterra [28]

2.5.2 PONTE EM ARCO DUPLO

2.5.2.1 Arcos verticais

Sendo esta uma estrutura mais corrente e conservadora, nesta tipologia apresentam-se dispostos dois arcos verticais paralelos, em planos opostos nas extremidades da secção transversal do tabuleiro. Esta disposição é típica de arcos com o tabuleiro intermédio ou inferior. Os arcos são usualmente neste tipo de estrutura, ligados entre si por elementos de contraventamento de modo a antever o problema de instabilidade dos arcos. Caso o tabuleiro apresente uma secção transversal muito extensa, leva a que os elementos de contraventamento tenham um comprimento significativo, sendo que a nível estético e a nível estrutural, a estrutura pode não ficar tão atrativa.



Figura 2.27 - Ponte Marexhe, Liège, Bélgica [29]

2.5.2.2 Arcos inclinados para o interior

A seguinte disposição apresenta dois arcos, em que o tabuleiro se encontra intermédio ou inferior face ao arco. Trata-se de uma estrutura com características bem conseguidas, que apresenta dois arcos laterais inclinados para o interior, minimizando dessa forma a instabilidade do arco ao estarem mais próximos.

Neste sentido, devido à convergência dos arcos, os elementos de contraventamento tornam-se menos extensos, melhorando a estrutura em termos de instabilidade dos mesmos. Algumas estruturas desta tipologia apresentam-se unidas no fecho do arco, trabalhando ambas no mesmo propósito de travamento na direção transversal. A inclinação dos arcos para o interior deve ser de tal ordem, de forma a não obstruir as vias mais próximas das extremidades do tabuleiro, devido à inclinação dos arcos com a altura máxima dos veículos. Em casos de o tabuleiro ter uma grande largura, implica que os arcos tenham uma maior inclinação para obter a convergência.

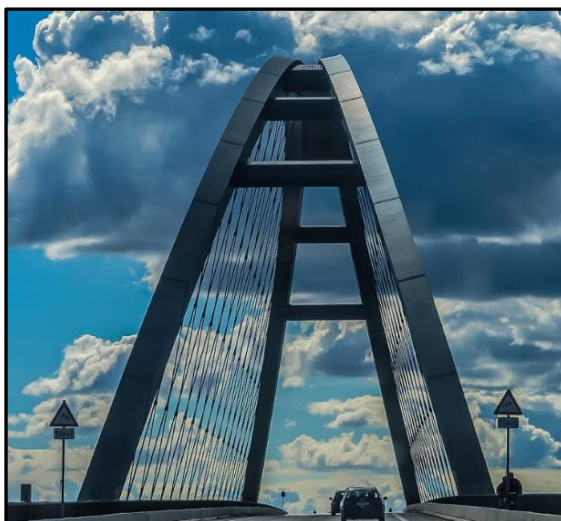


Figura 2.28 - Ponte Fehmarnsund, Grobenbrode, Alemanha [30]

2.5.2.3 Arcos inclinados para o exterior

Projetando-se uma das estruturas em pontes mais arrojadas a nível estrutural e sublime no ponto de vista estético, a tipologia caracteriza-se com dois arcos laterais inclinados para o exterior, com tabuleiro inferior ou intermédio.

O desafio referente à instabilidade do arco passa pelos extensos elementos de contraventamento, dado que nesta solução a distância entre ambos se torna maior. Os arcos ao serem colocados num plano com determinado ângulo de inclinação para o exterior, ficam automaticamente expostos a esforços de flexão devido ao seu peso próprio, além das ações transversais já anteriormente apresentadas noutras tipologias, como ação do vento e a ação sísmica. De forma a inverter este problema, deve ser imposta uma ação que contrarie os efeitos de flexão provocados, sendo a descentralização dos tirantes conjuntamente com o alinhamento do arco uma alternativa a conjugar.



Figura 2.29 - Ponte sobre o Rio Aguanaz, Cantábria, Espanha

A ponte de Nanning, localizada em Guangxi, na China, corresponde a uma ponte com 300 metros de extensão máxima de vão, sendo suportada por dois arcos inclinados, cada arco com um plano de inclinação para o exterior separado, ou seja, nesta estrutura o plano dos arcos tem inclinações diferentes. O facto da divergência de inclinações dos arcos deve-se ao traçado rodoviário, pois a ponte encontra-se circunscrita num alinhamento curvo, logo o equilíbrio de forças remete para essa assimetria de planos.



Figura 2.30 - Ponte sobre o Rio Yongjiang, Nanning, Guangxi, China [31]

Com o exemplo da Ponte Nanning, aberta ao tráfego em setembro de 2009, denota-se que os dois arcos inclinados para o exterior, juntamente com o tabuleiro, equilibram-se mutuamente de modo a que a estrutura seja racional e eficiente. Porém, a estrutura resultante pode ser descrita como um conceito ousado.



Figura 2.31 - Ponte sobre o Rio Yongjiang, Nanning, Guangxi, China [31]

3

SISTEMAS DE CONTROLO EM ESTRUTURAS

3.1 NOTA INTRODUTÓRIA

Como referido no capítulo anterior, as estruturas de pontes em arco sofreram alguns dos maiores desastres da sua história, devido às ações dinâmicas, provocadas pelas locomotivas a vapor que impunham grandes vibrações nas estruturas.

Nos tempos que decorrem, o dimensionamento de estruturas sujeitas a ações dinâmicas é encarado como um processo extremamente rigoroso e de grande complexidade, de forma a serem mantidos elevados níveis de segurança e conforto na utilização das mesmas. Contudo, a ciência que estuda as ações dinâmicas está longe de estar desmistificada, permanecendo em constante atualização, desenvolvimento de teoremas e modelos de cálculo.

As soluções que a Engenharia de Estruturas ostenta para abordar os problemas dinâmicos levam a um aumento da rigidez global da estrutura, aumentando as secções transversais ou reforçando a estrutura existente através de elementos estruturais adicionais. Por consequência, esse aumento implica uma maior quantidade de material, que irá ampliar o custo total da obra-de-arte.

Com a evolução dos tempos, torna-se necessário explorar todas as potencialidades das estruturas de forma a desenvolver um método que minimize os custos referentes às ações dinâmicas. Embora com uma reação conservadora, a inserção dos Sistemas de Controlo nas estruturas de Engenharia Civil surgiu como alternativa às soluções tradicionais, anteriormente utilizadas [32].

Os Sistemas de Controlo são, do ponto de vista teórico, uma interconexão de componentes, que origina a configuração dum sistema que irá produzir uma resposta desejada ao mesmo [33]. Numa estrutura, os sistemas de controlo representam mecanismos incorporados que se destinam a reduzir a resposta estrutural dinâmica (deslocamentos, velocidades e acelerações), provocada por ações externas, de forma a garantir níveis de conforto e segurança admissíveis. Este processo é conseguido através de um sistema auxiliar de forças impostas na estrutura, que visa contrariar essas perturbações. Assim, torna-se possível a adaptação às mais diversas variações das ações solicitantes e por sua vez, uma ação que contraria as mesmas.



Figura 3.1 - Diagrama esquemático de uma estrutura, sem sistema de controlo

Existem três dificuldades que se impõem à sua aplicação, que passam pela complexidade dos circuitos de controlo, a incompatibilidade técnica de realizar grandes forças com elevadas frequências e o seu custo elevado [34].

Embora ainda existam algumas imposições, este conhecimento tem crescido notavelmente, muito por mérito dos avanços tecnológicos que potenciam a superação de obstáculos neste âmbito, resultando numa maior otimização e eficiência nos sistemas de controlo. Emerge, ainda assim, a necessidade de continuar a investigação nesta área, de forma a capacitar uma evolução na construção de estruturas mais arrojadas, e ao mesmo tempo assegurar níveis de segurança e conforto necessários que resistam a ações complexas de natureza dinâmica e/ou sísmica.

3.2 SISTEMAS DE CONTROLO EM ESTRUTURAS

Existem vários tipos de sistemas de controlo em estruturas, que podem ser subdivididos para uma análise mais detalhada. Os principais, definem-se como sistema de controlo ativo, sistema de controlo semi-ativo e o sistema de controlo passivo. Contudo, o sistema de controlo híbrido é também um sistema que combina algumas propriedades dos sistemas anteriormente referidos. O sistema efetor surge também de forma a “transportar” a aplicabilidade dos sistemas de controlo, para cenários quási-estáticos ou estáticos [32].

3.2.1 SISTEMA DE CONTROLO PASSIVO

Os sistemas de controlo passivos são dispositivos externos, projetados com função de aumentar a capacidade de amortecimento da estrutura, absorvendo desde então a energia das eventuais solicitações impostas.

Estes sistemas puramente passivos têm uma particularidade face aos outros tipos de sistemas, pois não necessitam de energia para atuarem na estrutura, ou seja, quando a estrutura é sujeita a determinados tipos de solicitações, os sistemas passivos atuam à custa de energia elástica ou cinética, que a estrutura lhes fornece nesse instante, devido à sua resposta provocada pelas ações solicitantes. Neste caso, um dos fatores positivos é o facto de numa situação de interrupção de energia elétrica este sistema não ficar condicionado pela sua falha, como se evidencia por vezes na ocorrência de sismos ou outro tipo de ações que provoquem interrupções ou cortes no sistema elétrico.

Note-se que ao ser um mecanismo externo à estrutura não compromete o período de vida útil da mesma. Contudo, estes sistemas ao serem expostos a eventuais solicitações de grande intensidade dinâmica, presumivelmente podem necessitar de reparação ou mesmo substituição, com intuito de não comprometer a capacidade de controlo da resposta da estrutura, em solicitações posteriores.

Sendo este um sistema passivo, não apresenta capacidade de “atuar” de forma “inteligente”, pois não recebe informação do comportamento da estrutura. Ainda assim, é importante salientar que os sistemas de controlo passivo podem ser ineficientes, no caso das solicitações condicionantes serem substancialmente diferentes das solicitações previstas [34].



Figura 3.2 - Diagrama esquemático de uma estrutura, com sistema de controlo passivo

Os principais tipos de sistemas de controlo passivo são os sistemas de isolamento de base, os amortecedores de massas sintonizadas “TMD”, os amortecedores sintonizados de coluna líquida e os sistemas de controlo por juntas plastificantes [34].

3.2.2 SISTEMA DE CONTROLO SEMI-ATIVO

No prosseguimento dos tipos de sistemas de controlo, o semi-ativo, trata-se de um caso particular do sistema de controlo ativo. Neste, algumas funções necessitam de ser asseguradas por energia exterior, ao oposto do sistema de controlo ativo, em que todas as suas funções/componentes carecem de uma alimentação contínua de energia, como se poderá verificar, mais à frente, em 3.2.3.

Sendo este um modelo iterativo com a estrutura, pressupõe um reduzido consumo de energia durante o seu período de atividade. A solução assegura armazenamento de energia, destacando então o facto de em casos de solicitação o sistema se encontrar preparado para a ocorrência de uma falha de alimentação elétrica (ocorrente em situações de sismos ou outros fenómenos incontroláveis) [35].

O controlo semi-ativo pode ser considerado como uma fusão entre o sistema de controlo passivo e ativo. Utiliza dados referentes às medições de excitação e/ou resposta da estrutura através de sensores, de modo a que o controlador permita a gestão de forças de controlo, impostas através de atuadores alimentados energeticamente por uma fonte externa, encarregando-se de dissipar passivamente uma parte da energia procedente do deslocamento da deformada da estrutura [32].

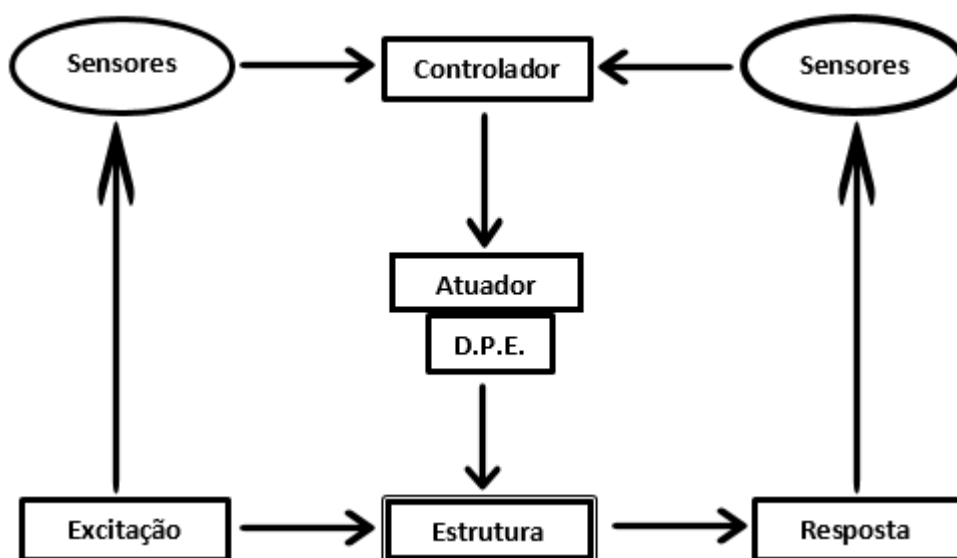


Figura 3.3 - Diagrama esquemático de uma estrutura, com sistema de controlo semi-ativo

Este tipo de sistemas tem como exemplo os amortecedores de massas sintonizados semi-ativos ou híbridos (“HMD”) [32].

3.2.3 SISTEMA DE CONTROLO ATIVO

Os sistemas de controlo ativo surgem como solução “inteligente”, com capacidade de detetar e reajustar-se às necessidades da estrutura, em tempo útil. O sistema atua em “malha fechada”, ou seja, necessita de ler a informação de saída de um controlador, através de sensores, comparando o sinal de saída com o objetivo (ponto de referência) e assim retificar a saída no caso de desvio, em relação aos parâmetros delineados.

O controlo ativo na estrutura visa a otimização do seu comportamento. Para isso, utiliza em tempo útil a resposta medida na estrutura, de forma a impor um conjunto de forças de controlo, que permitam a redução da resposta da estrutura, ou adaptar-se a uma trajetória previamente definida. Este sistema é composto por sensores estrategicamente localizados na estrutura, de forma a medir as solicitações/excitações externas e a sua resposta. Por sua vez, essas medições são monitorizadas pelo controlador, que segue um algoritmo de controlo pré-definido, baseado numa estratégia de controlo, impondo forças na estrutura, materializadas através de atuadores mecânicos com objetivo de corrigir a resposta da estrutura, sendo estes adaptáveis de forma automática, em função da perturbação imposta.

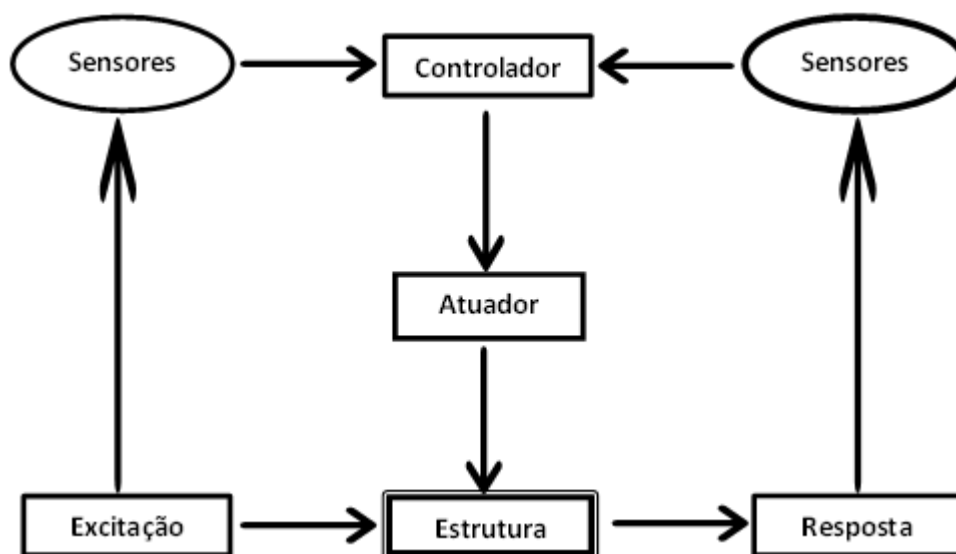


Figura 3.4 - Diagrama esquemático de uma estrutura, com sistema de controlo ativo

A base do sistema de controlo ativo é o controlo automático, e para isso impõe a definição de um modelo da estrutura caracterizado por um determinado número de variáveis e leis de comportamento, de forma a determinar univocamente a relação entre as variáveis de saída e todas as restantes variáveis, que formam o sistema dinâmico [32].

O modelo estrutural inicia-se pela determinação de um modelo dinâmico, definido pelas forças dos atuadores, correspondendo às variáveis de entrada, seguidamente pelas ações exteriores que correspondem às variáveis de perturbação, e por fim, a resposta estrutural (deslocamentos, velocidades ou acelerações) correspondentes às variáveis de saída. Perante o conhecimento das variáveis de saída

conhecidas através de medição, requerem-se em modelações numéricas, a introdução de algoritmos que simulem as medições.

Na generalidade das estruturas, o objetivo representa a obtenção do estado de equilíbrio, e isso significa alcançar o estado em que os valores das variáveis de saída são nulos.

Definidas as variáveis de estado que caracterizam o modelo, torna-se necessário determinar as equações de equilíbrio que gerem o comportamento dinâmico da estrutura. Assim, alcançar-se a representação matemática do comportamento, reunindo em simultâneo o modelo físico com as variáveis de estado. O passo seguinte passa pela conceção do controlador, tendo em vista a devida estratégia de controlo adotada, servindo como base para a formulação de uma “lei de controlo”. A “lei de controlo” consiste principalmente no estabelecimento de uma relação funcional entre a resposta medida na estrutura e o sinal de controlo gerado pelo controlador. Em função da utilização, ou não, de conversores de sinal no circuito de controlo, o sinal do controlador poderá ser digital ou analógico [32, 34].

Em suma, é necessário calibrar o modelo, procedendo-se em tempo real à implementação dos elementos constituintes do sistema de controlo: sensores, controlador e atuador, realizando-se ajustes sucessivos ao modelo numérico [34]. Este tipo de sistema permite assim alcançar níveis de eficiência muito elevados em comparação com outros tipos de sistema, como o passivo, no entanto deve ser salientado também que este processo carece de uma alimentação contínua externa, definindo este sistema como um sistema de elevado consumo de energia, projetando assim a desvantagem deste.

Este tipo de sistema apresenta-se como exemplo em defletores aerodinâmicos de geometria variável, amortecedores de massas ativas “ATMD”, sistemas de rigidez variável “AVS”, sistemas de cabos ativos e sistemas de isolamento ativo da base.

3.2.4 SISTEMA HÍBRIDO

O sistema de controlo híbrido, integra de uma solução mista que recorre simultaneamente a dois ou mais sistemas, com o intuito de tirar vantagens das propriedades específicas de cada um. Este refere-se geralmente a uma combinação de sistemas ativos e passivos. Visto tratar-se de uma fusão de sistemas, parte do objetivo de controlo é realizado pelo sistema passivo, logo será solicitada uma menor capacidade ao sistema de controlo ativo, estabelecendo assim uma diminuição de consumo energético necessário ao seu funcionamento [34]. Tal como visto anteriormente nos sistemas passivos, em situações de falha de energia, os componentes passivos do sistema garantem algum grau de proteção à estrutura [35].

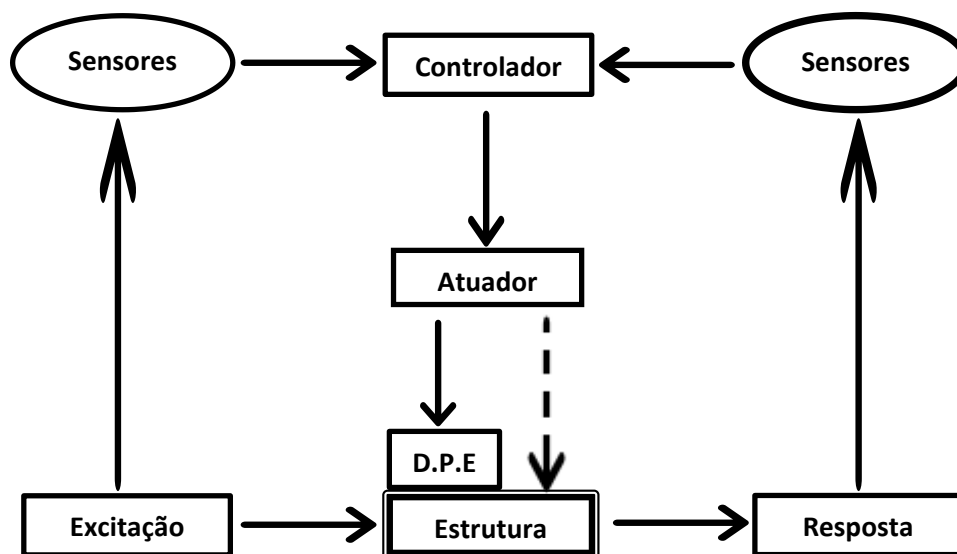


Figura 3.5 - Diagrama esquemático de uma estrutura, com sistema híbrido

Sendo uma evolução natural do sistema passivo, a aplicabilidade desta solução tem sido encaminhada para o vasto campo da redução de vibrações nas estruturas, isolamento das fundações e dissipação passiva de energia [34, 35].

3.2.5 SISTEMA EFETOR

Este sistema pode definir-se como a aplicação do conceito de um músculo orgânico na engenharia estrutural. Podemos salientar que o sistema de controlo ativo tem tido apenas dois campos de aplicação distintos, nomeadamente no controlo da resposta da estrutura quando sujeita a ações dinâmicas (*"vibration control"*) e na alteração da sua geometria (*"shape control"*). Neste caso, nenhum deles tenciona controlar o comportamento tensional da estrutura [34].

O controlo do comportamento tensional estático ou *quasi-estático* das estruturas poderá melhorar substancialmente o funcionamento/comportamento das mesmas ao longo da sua fase de utilização e também construtiva, no entanto a sua aplicabilidade tem sido colocada muito à margem. Os sistemas de controlo ativo são geralmente considerados como elementos "estranhos à estrutura", ou como elementos externos a esta, ao oposto de um "músculo artificial" que exerce controlo sobre a estrutura e, formando também um componente intrínseco à mesma [32].

Será então bastante benéfico, para o controlo do domínio estático do comportamento das estruturas, o desenvolvimento de um sistema de controlo, que opere como um "músculo orgânico" da estrutura. Nasce assim o conceito de estrutura orgânica, uma estrutura "que não só é um corpo sólido capaz de oferecer resistência mecânica à ação de solicitações exteriores, como também é capaz de mudar a sua *atitude estrutural* conforme as solicitações em causa, podendo inclusivamente influenciá-las" [34].

Assim, um sistema efetor define-se como um caso particular do sistema de controlo ativo, ou seja, os atuadores são elementos interligados à estrutura, mas o controlo poderá ser efetuado para cenários de solicitações dinâmicas e também para cenários estáticos ou *quasi-estáticos*.

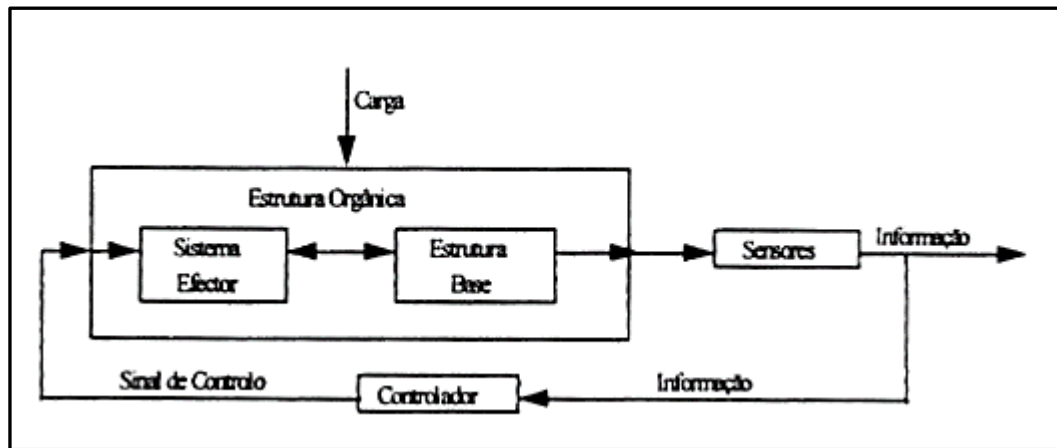


Figura 3.6 - Diagrama de controlo de um sistema efector [34]

A diferença entre os sistemas efetores e os sistemas de controlo ativo, passa também a nível da fase de projeto, particularmente no processo de dimensionamento.

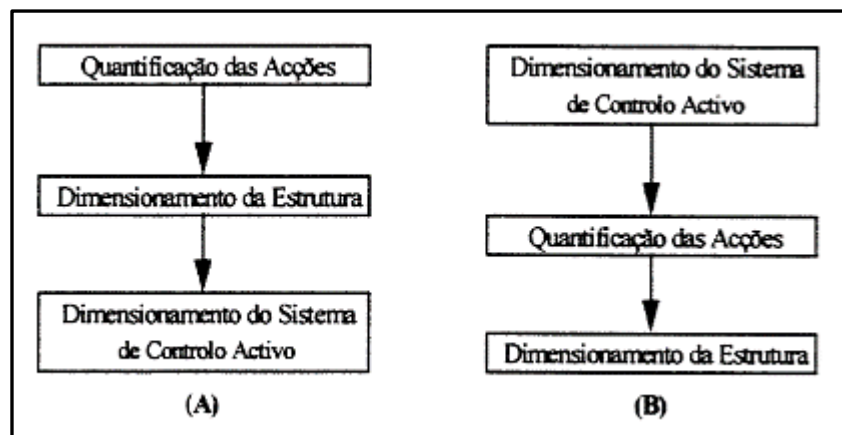


Figura 3.7 - Processo de dimensionamento de uma estrutura com sistema de controlo ativo: A) baseado no controlo de vibrações; B) baseado no controlo de geometria [34]

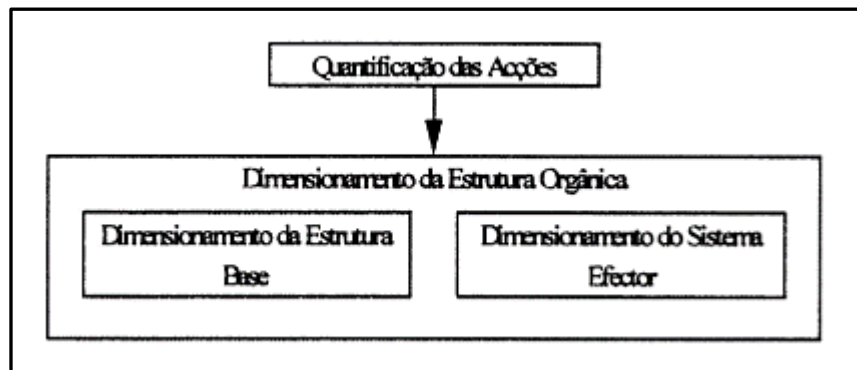


Figura 3.8. - Processo de dimensionamento de uma estrutura orgânica (com um sistema efector) [34]

Concluiu-se que os sistemas efetores atuam em estados estáticos ou pseudo-estáticos. Não solicitam necessariamente estratégias de controlo muito complexas, dado atuarem em cenários estáticos ou pseudo-estáticos, sendo então compatíveis com o desenvolvimento de estratégias de controlo relativamente mais simples, face às estratégias solicitadas na realização de controlo estrutural referente a ações dinâmicas. Contudo, o controlo realizado pelos sistemas efetores pode tornar-se num controlo menos intransigente a nível tecnológico, quando comparado com o controlo efetuado pelos sistemas de controlo ativo [34]. A título de exemplo de sistema efector refere-se o Sistema de Pré-Esforço Orgânico (OPS).

3.3 ELEMENTOS CONSTITUINTES DE UM SISTEMA DE CONTROLO

No seguimento do conteúdo apresentado anteriormente acerca dos diferentes tipos de sistemas de controlo, é possível concluir-se que uma estrutura que apresente um sistema de controlo, para além da sua estrutura base, compõe um número de elementos constituintes que será em função do tipo de sistema de controlo aplicado à mesma. No caso de uma estrutura com o uso de um sistema de controlo passivo, considera-se para a sua composição somente a estrutura base e os atuadores. Contudo, “poder-se-á considerar que neste caso os sensores e o controlador são implícitos, ou seja, a sua função é assegurada diretamente pelos elementos existentes sem a necessidade de haver a sua inclusão física no circuito de controlo” [34].

O circuito de controlo é teoricamente, em qualquer caso, constituído por quatro componentes base: estrutura base, sensores, controlador e atuadores. Proceder-se-á a uma caracterização geral de cada componente.

3.3.1 ESTRUTURA BASE

A definição de estrutura base do sistema de controlo refere-se à estrutura no seu conceito mais convencional, incluindo todos os componentes que têm como função a estabilidade permanente na obra em causa. No que diz respeito ao dimensionamento da mesma, este pode ser realizado de uma forma tradicional, ou em função do sistema de controlo, consoante a utilização deste, ou não, tenha uma grande influência na atividade da estrutura, do componente em causa.

Quando o dimensionamento for influenciado por um sistema de controlo, e eventualmente um sistema de controlo ativo que atue sobre as ações solicitantes, como no caso dos amortecedores de massas ativas AMD ou defletores aerodinâmicos de geometria variável, nestes casos, a estrutura base pode ser dimensionada, segundo os critérios convencionais, tendo em conta que as ações atuantes poderão ser minoradas em concordância com a ação do referido sistema. Caso exista recurso a sistemas de controlo ativo sobre o estado tensional, como no caso de sistemas de cabos ativos ou sistemas de rigidez variável AVS, o dimensionamento da estrutura base poderá ser efetuado com um cálculo integrado iterativo, que deverá incluir as envolventes da totalidade das ações ao longo do tempo.

Os sistemas de controlo ativo têm sido aplicados com exclusividade para o controlo dinâmico, essencialmente para o controlo de vibrações. No entanto, o dimensionamento da estrutura base acaba por ser um processo independente do dimensionamento dos sistemas de controlo ativo [34].

De modo a que o sistema de controlo não se revele pouco eficiente, ou em situação de agir desfavoravelmente em relação à estrutura, deve garantir-se uma modelação correta da estrutura base, sendo o mais próxima possível da estrutura real.

3.3.2 SENSORES

Os sensores são dispositivos que monitorizam, a cada instante, o estado evolutivo da estrutura base, sendo esse, estático (evolutivo) ou dinâmico. Em função do tipo de aplicação, são selecionados os sensores que melhor se adaptam e consoante o grau de precisão mais favorável. Com um grau de precisão perfeitamente aceitável, os sensores mais utilizados são os extensómetros e acelerómetros. De grau de precisão ligeiramente inferior, têm sido utilizados os transdutores indutivos de deslocamento, células de carga, transdutores de pressão e comparadores mecânicos [35].

No entanto, o nível de eficiência dos sensores depende fundamentalmente da estratégia do posicionamento dos mesmos na estrutura, devendo esta decisão resultar de uma análise cuidada em fase de projeto, recorrendo para isso à modelação numérica [34].

3.3.3 CONTROLADOR

Assim como os sensores, também os controladores podem ser explícitos ou implícitos na estrutura, ou seja, quando se trata de controladores explícitos estes são materializados a partir de unidades de *hardware* dotadas de um respetivo *software*. Em contrapartida, se forem fisicamente omissos, então a sua função é desempenhada pelos restantes componentes constituintes do algoritmo de controlo. Ora, um amortecedor de massa sintonizada TMD, sendo um sistema de controlo passivo encontra-se sintonizado numa determinada frequência específica e atua com maior eficiência somente quando a ação dinâmica solicitante detém a mesma frequência. Assim, este exemplo trata-se de um controlador fisicamente omissos, que se encontra implícito no atuador.

As estratégias de controlo (apresentadas no capítulo 3.5) exigidas para este tipo de sistemas são básicas, pois estes sistemas não necessitam de alimentação energética nem manutenção tão rigorosa, quando comparado com os sistemas de controlo ativo. No caso do controlo ativo, as estratégias de controlo são complexas e é necessário a inserção de um dispositivo computacional no sistema que sirva as funções do controlador. Poder-se-á ainda iniciar a sua função a partir de um sinal analógico ou digital, embora seja indispensável para o sinal digital a utilização de um conversor de sinal. As estratégias de controlo num sistema de controlo ativo poderão ser relativamente simples, sendo exequível a utilização de um sistema eletrónico simples que execute as funções de controlador no sistema. A conceção do controlador num sistema de controlo ativo pode ser relativamente simples e elementar, ou pode ser um procedimento extremamente complexo no dimensionamento do sistema, onde se centram as maiores dificuldades no desenvolvimento e aplicabilidade das estratégias de controlo [32].

Em suma, a eficiência de um controlador num sistema de controlo ativo depende essencialmente do sistema eletrónico de comunicação com os sensores e atuadores, da solidez estratégica e, por fim, da capacidade de processamento do computador de bordo [34].

3.3.4 ATUADORES

O atuador define-se como sendo um elemento do sistema de controlo ativo, com a função de alterar o estado da estrutura consoante a informação monitorizada, primeiramente recolhida pelos sensores e posteriormente tratada pelo controlador, segundo um algoritmo ou formulação da estratégia de controlo adotada.

A diversidade de mecanismos de atuação que podem ser aplicados nos sistemas de controlo ativo é relativamente extensa, tendo alguns deles um campo de aplicação muito restrito e outros uma área muito abrangente. As principais condicionantes relativas à aplicabilidade e eficiência de um atuador são: a sua forma e volume, a força máxima que é capaz de exercer, o tempo de atuação e a frequência máxima de atuação. Remetendo assim a opção mais correta para cada caso, a opção que sobressair da ponderação extensiva e prudente sobre todos esses fatores.

Contudo, uma grande dificuldade e limitação de selecionar os atuadores, para a atuação num sistema de controlo ativo, passa pela incapacidade que os mecanismos apresentam em exercer forças que integrem, ao mesmo tempo, intensidade e frequências elevadas ou, reciprocamente, intensidade e frequências baixas. Em termos de dimensionamento dos atuadores, além de obedecerem a condições mecânicas e estruturais, devem ser adequadamente conciliados com a implantação dos sensores, sendo que, justifica em muitos casos a imposição da mesma localização para ambos os elementos [34].

A escolha de um atuador para um sistema de controlo é determinante e depende essencialmente das ações solicitantes. Porém, baseando-nos em observações e em estudos progressivos das limitações de cada tipo de sistema de controlo em obras-de-arte e edifícios, têm vindo a ser categorizados vários tipos de ações condicionantes na aplicação destes sistemas, conjuntamente com as respetivas soluções mais apropriadas para suprimir os seus efeitos.

No Quadro 3.1, identificam-se três grupos de problemas fundamentais, associados aos três tipos de ações, e a cada grupo está associada uma gama limitada de atuadores compatíveis.

Quadro 3.1 - Relação funcional entre atuadores e ações a controlar [34].

Ação Base	Soluções
Acção Sísmica	<ul style="list-style-type: none"> - Amortecedores Passivos de Massas Sintonizadas “TMD” - Sistema de Escoras Ativas “ABS” - Amortecedores Sintonizados de Coluna Líquida - Elementos Ativos de Rigidez Variável “AVS” - Amortecedores Ativos de Massas Sintonizadas “ATMD” - Cabos Ativos
Acção do Vento	<ul style="list-style-type: none"> - Defletores Aerodinâmicos de Geometria Variável - Amortecedores Ativos de Massas Sintonizadas “ATMD” - Cabos Ativos
Acção Dinâmica de Veículos	<ul style="list-style-type: none"> - Amortecedores Auxiliares - Massas Auxiliares Absorventes - Almofadas Pneumáticas “ADC” - Cabos Ativos

3.4 CONCEITOS DE CONTROLO NOS SISTEMAS DE CONTROLO ATIVO

Em complemento ao que tem sido tratado, apresentam-se alguns conceitos para o melhor entendimento, acerca desta área recente de investigação na engenharia estrutural. Várias designações e conceitos foram “importados” de outras engenharias, como a Engenharia Física, Espacial, Mecânica, Aerodinâmica, entre outras áreas de investigação, que por motivos claros estiveram mais próximas da origem das teorias de controlo [34]. Assim, neste subcapítulo serão analisados o controlo automático, o controlo analógico e o controlo digital.

3.4.1 CONTROLO AUTOMÁTICO

O controlo automático trata uma área da engenharia de sistemas que estuda sistemas capazes de atuar, em tempo útil, sobre um processo físico, de forma a alcançar uma evolução temporal que siga determinadas condições de comportamento. “O comportamento dos processos que são objeto de controlo é definido com recurso a sistemas dinâmicos cuja caracterização é feita através de variáveis de estado caracterizadas pela propriedade de ser possível prever a sua evolução no intervalo $[t_0, t]$, se as mesmas forem conhecidas no instante t_0 .” [34].

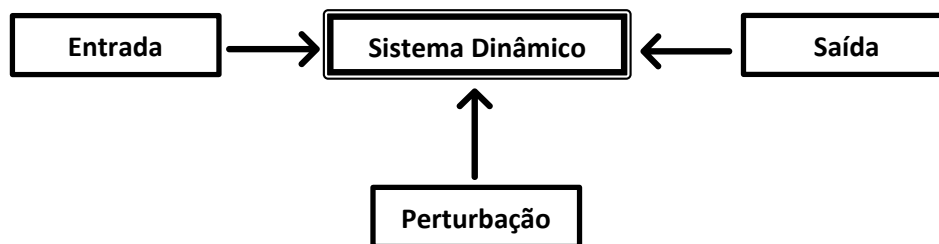


Figura 3.9 - Representação das variáveis de estado [34]

As variáveis de entrada são variáveis manipuláveis, ou seja, relacionadas com as ações de controlo. Em seguida, as variáveis de perturbação tratam-se de variáveis não manipuláveis relacionadas com as ações exteriores solicitantes, e por fim, as variáveis de saída representam a resposta do processo, cujos valores são conhecidos e observáveis. Assim, o valor monitorizado a cada instante de ambas as variáveis definem o estado do sistema dinâmico e o domínio onde estão inseridas todas as variáveis designa-se por espaço de estado.

O sistema cuja função é manipular os dados das variáveis de entrada, para que alcancem previamente os valores definidos, designa-se controlador e as variáveis de saída resultantes desse processo designam-se objetivo [34].

Os sistemas de controlo podem atuar segundo um circuito aberto (malha aberta), ou num circuito fechado (malha fechada).

Num sistema que opera em circuito aberto não é medido o sinal de saída (resposta), nem o sinal é enviado de volta para comparação com o sinal de entrada (objetivo), ou seja, o sistema não recebe informação acerca da resposta da estrutura à solicitação imposta, impondo somente um conjunto de forças de controlo que certifiquem que o seu comportamento se aproxima da resposta que se pretende alcançar.

Para se ilustrar o conceito de sistema de controlo em circuito aberto segue-se a Figura 3.10.

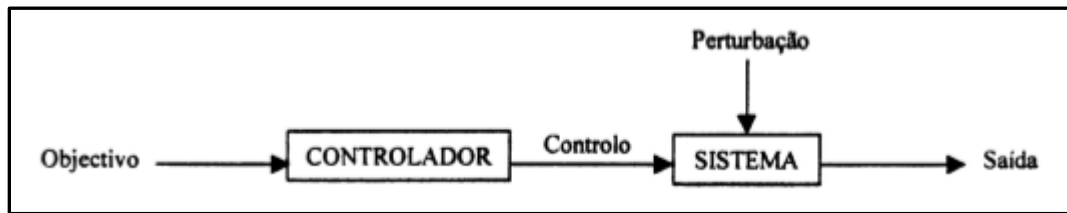


Figura 3.10 - Sistema de controlo em *circuito aberto* [34]

Nos sistemas que atuam em circuito fechado o sinal de saída possui efeito direto na ação de controlo, ou seja, “o controlador conhece, a cada instante, os valores da resposta obtida através de um sistema de realimentação (“*feedback*”), calculando a partir deles um conjunto de forças adequadas, tendo por base uma estratégia de controlo que procure atingir a resposta desejada.” [34]. A Figura 3.11. segue-se no intuito de apresentar o esquema de um sistema de controlo em circuito fechado.

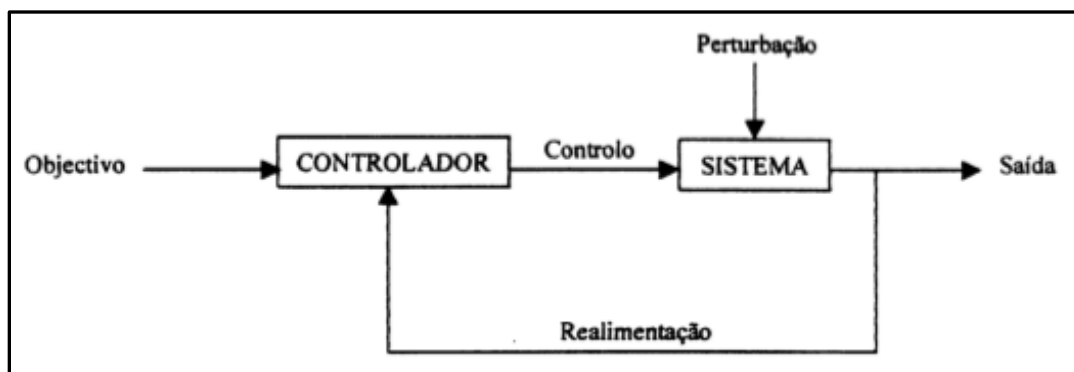


Figura 3.11 - Sistema de controlo em circuito fechado [34]

Comparando os dois circuitos verificamos que o sistema de controlo em circuito fechado torna-se mais vantajoso apenas na ocorrência de solicitações externas ou variações imprevistas, contudo, tem um nível de eficácia maior, pois permite uma atuação controlada sobre a estrutura em função do comportamento da mesma perante as solicitações já mencionadas, convergindo de modo mais rápido para a resposta pretendida.

Em circuitos de controlo onde apenas são medidas as variáveis referentes à resposta da estrutura, a configuração de controlo diz-se em *feedback*, dado que a resposta é monitorizada constantemente, sendo então através dela que são sucessivamente calculadas as forças de controlo aplicadas à estrutura. Quando a ação de controlo é ajustada apenas, através da medição da excitação, como por exemplo, o registo de acelerações na base de uma estrutura, provocadas por uma ação sísmica, a configuração diz-se em *feedforward*. Nos casos em que tanto a resposta da estrutura como a excitação externa são utilizadas para definir a ação de controlo, a configuração diz-se então em *feedback-feedforward*.

3.4.2 CONTROLO ANALÓGICO

No controlo analógico, quer a instrumentação quer os dispositivos são analógicos, a sua quantificação apresenta-se em variações de voltagem ou intensidade de corrente de forma contínua e todas as variáveis são definidas em tempo contínuo.

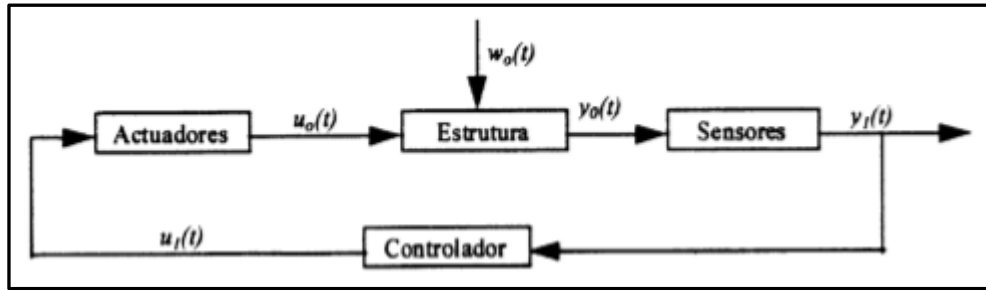


Figura 3.12 - Diagrama de um sistema de controlo analógico [34]

A Figura 3.12 esquematiza um circuito correspondente a um sistema de controlo ativo analógico, “onde $y_i(t)$ é a resposta medida e $u_i(t)$ é o sinal de controlo, sendo estas variáveis relacionadas por uma lei de controlo que é uma relação funcional entre funções contínuas e que se pode expressar da seguinte forma:

$$u_i(t) = f(y_i(t)), \quad (3.1.)$$

ndo $u_o(t)$ a força de controlo aplicada, $y_o(t)$ a resposta estrutural e $w_o(t)$ a excitação dinâmica que atua sobre a estrutura. O diagrama apresentado permite constatar que a conceção do controlador deve ser baseada num modelo matemático que relacione diretamente $u_i(t)$ com $y_i(t)$ ” [34].

3.4.3 CONTROLO DIGITAL

O controlo digital é caracterizado pela alta capacidade de processamento dos componentes de controlo, permitindo assim atingir um grau de eficiência elevado. Em paralelo com o controlo analógico, o controlo digital tem maior precisão, maior capacidade de memória e implica custos mais reduzidos. Logo, o recurso a componentes computacionais é evidentemente uma frequência mais comum, na aplicação de sistemas de controlo, dadas as razões patenteadas. Visto que na natureza digital do processo o circuito de controlo é formulado em tempo discreto, as variáveis intervenientes são também definidas em instantes discretos [32].

A génese do controlo ativo digital consiste em formular um algoritmo de controlo que calcule, em tempo real e em cada instante K da ação (sendo, $K \in \mathbb{N}$), o valor da sequência discreta de controlo $u(KT)$ a partir da sequência discreta da resposta da estrutura $y(KT)$, em que T corresponde ao período da ação que governa o circuito de controlo [34].

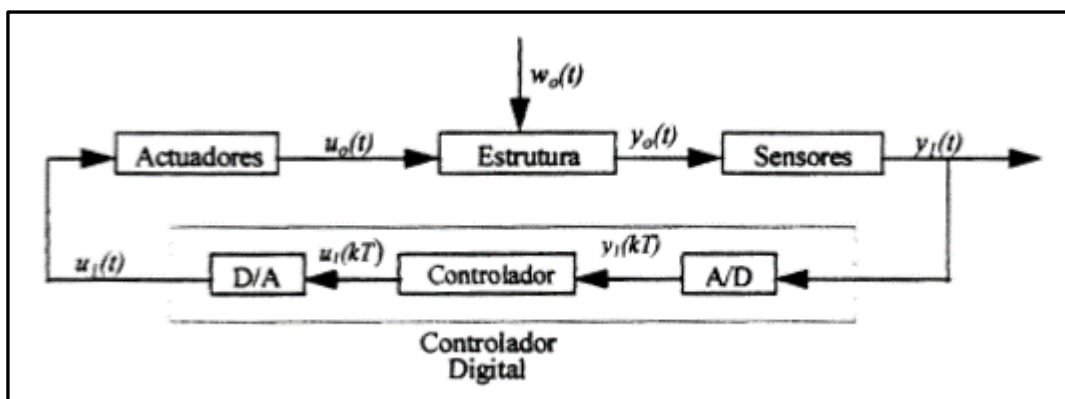


Figura 3.13 - Diagrama de um sistema de controlo digital [34]

A Figura 3.13 esquematiza um circuito correspondente a um sistema de controlo ativo digital, representa uma estrutura submetida a uma excitação harmónica $w_0(t)$ e a forças de controlo traduzidas pela função $u_0(t)$. Os sensores medem a resposta $y_0(t)$ da estrutura base em tempo contínuo e transformam esse sinal num sinal analógico $y_I(t)$ que, perante um conversor analógico-digital, transformam esse sinal num sinal de impulsos discretos $y_I(KT)$. Uma vez que o sinal está convertido num sinal digital, é captado por um componente computacional, gerando um algoritmo de controlo, para calcular, a partir de $y_I(t)$, o valor do sinal de controlo digital $u(KT)$. Depois, um conversor digital-analógico descodifica novamente o sinal e transforma os impulsos discretos num sinal contínuo $u_I(t)$. Finalizando o processo, os atuadores mecânicos interpretam o sinal de controlo analógico $u_I(t)$ e exercem as forças $u_0(t)$ sobre a estrutura [34].

A lei de controlo expressa-se, neste caso, da seguinte forma:

$$u_I(KT) = f(y_I(KT)). \quad (3.2.)$$

3.5 ESTRATÉGIAS DE CONTROLO NOS SISTEMAS DE CONTROLO ATIVO

Seguindo a teoria de controlo de sistemas, uma estratégia sintetiza o estabelecimento de uma relação funcional entre a resposta medida na estrutura a uma determinada solicitação e o sinal de controlo que é enviado ao atuador por parte do controlador. Ou seja, corresponde ao estabelecimento de condições mínimas a certificar pelo sistema de leitura da resposta estrutural para que o sinal de controlo seja transmitido ao atuador, sendo, no mesmo instante, estabelecida uma relação matemática que permita a obtenção de forças de controlo a serem aplicadas à estrutura. Porém, é sabido que as estratégias de controlo nos problemas dinâmicos são extremamente complexas, no intuito de a atuação do controlo necessitar de ser realizada com uma precisão exímia no momento pretendido. Em contrapartida, a ação de controlo pode claramente ampliar a deformação da estrutura.

No âmbito do controlo ativo nas estruturas, as estratégias mais relevantes e aplicadas são a estratégia de controlo ótimo, estratégia de controlo preditivo, estratégia de controlo por fixação polar e a estratégia de controlo por realimentação negativa. Todas estas estratégias desenvolvidas com intento de resolver os ditos “problemas dinâmicos” vão ser apresentadas em seguida.

3.5.1 CONTROLO ÓTIMO

A estratégia de controlo ótimo tem grande aplicação e reconhecimento no campo do controlo ativo, sendo, esta estratégia baseada na Teoria do Controlo Ótimo, com origem na área da matemática. O seu desenvolvimento tem como objetivo alcançar uma “lei de controlo” que minimize o funcionamento de determinados problemas, de forma a usufruir do máximo benefício do mesmo. “As forças de controlo resultam da minimização de uma função quadrática, que é proporcional à energia total libertada pela estrutura ao longo do intervalo de tempo, que dura a excitação (esta energia inclui o trabalho produzido pelas forças de controlo).”[34]. Na sequência da aplicação desta formulação em tempo contínuo resulta uma expressão em que o vetor de forças de controlo $u_I(t)$ é o produto de uma matriz de ganho D pelo vetor de estado $y_I(t)$ (resposta).

$$u_I(t) = D \times y_I(t). \quad (3.3.)$$

A matriz de ganho D , provém da resolução de uma equação matricial de Ricatti, obtida através da minimização da função linear quadrática anteriormente referenciada. Apesar de ser evolutiva no tempo, demonstra um carácter estacionário com o progresso do cálculo iterativo. Assim, revela ser proveitoso

dado que possibilita a aplicação desta estratégia de controlo, em estruturas de comportamento elástico linear, logo efetuando o cálculo da matriz uma vez será suficiente, antes da aplicação do controlo. Contudo, sendo a matriz estacionária, é função somente das características da estrutura. Finalizando, e reforçando a ideia que este método apenas ostenta aplicabilidade em estruturas de comportamento elástico linear, ou seja, quando uma estrutura está sujeita a um regime não linear, a matriz de ganho perde as suas propriedades estacionárias, expondo um carácter variável, transformando o seu cálculo num processo complexo e exaustivo [34].

3.5.2 CONTROLO PREDITIVO

Desenvolvida desde a década de 1980 até aos dias de hoje, a estratégia de controlo preditivo tem sido aplicada na otimização e controlo de sistemas de armazenamento de energia ligados à exploração de energia renovável e de sistemas energéticos associados à exploração de energia através de combustíveis fósseis, como por exemplo, encontrados em refinarias de petróleo e centrais elétricas. Comparativamente com outras estratégias, a estratégia de controlo preditivo é formulada em tempo discreto, já noutras estratégias, a sua metodologia desenvolve-se segundo um domínio em tempo contínuo [32].

Olhando a estratégia de controlo preditivo numa perspetiva de engenharia estrutural, trata-se de um método iterativo de previsão da resposta estrutural, baseando a sua evolução temporal dentro de um horizonte de previsão relativamente curto $[t, t+T]$, em que se subdivide o espaço temporal em intervalos de tempo iguais (amostras temporais), como se pode visualizar na Figura 3.14. Ou seja, analisando essas previsões, “calculam-se as forças de controlo a aplicar na estrutura em cada instante t , minimizando uma função de custo (tal como na estratégia de controlo ótimo) definida no intervalo $[t, t+T]$, de modo a que no instante $t+T$ (fim do horizonte de previsão) a resposta da estrutura se aproxime da resposta efetivamente desejada.” [32]. O método é repetido sequencialmente para vários horizontes de previsão, definidos continuamente no tempo.

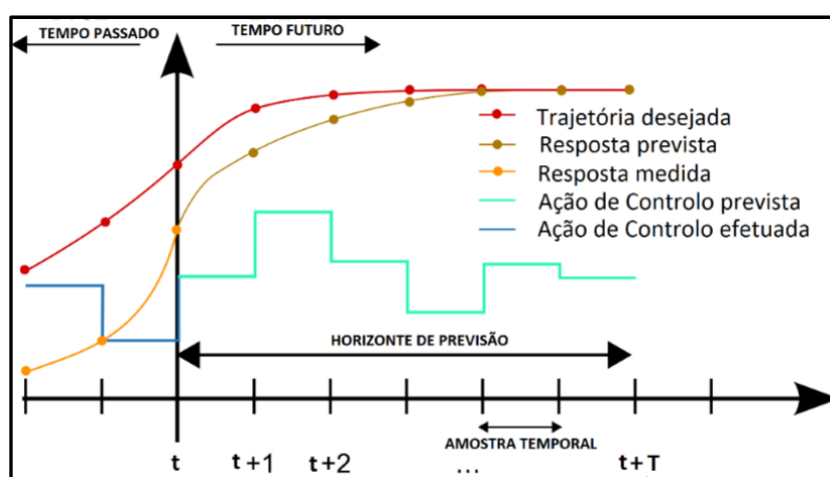


Figura 3.14 - Esquema de evolução de uma estratégia de controlo preditivo [32].

Mesmo não sendo totalmente otimizadora esta estratégia de controlo, pois implica uma previsão da resposta da estrutura, o que acarreta automaticamente uma percentagem de erro ao método, apresenta

em prática bons resultados, sendo esta, considerada uma estratégia de controlo com o maior nível de eficiência no controlo ativo de vibrações em estruturas [34].

3.5.3 CONTROLO POR FIXAÇÃO POLAR (OU POR ALOCAÇÃO DE POLOS)

A estratégia de controlo por fixação polar assemelha-se à estratégia de controlo ótimo, na medida em que é semelhante em todos os aspetos, excetuando um acréscimo de cálculo que se implementa na obtenção da matriz de ganho D , na medida em que se pré-fixam as raízes do polinómio característico da equação matricial que rege o espaço de estado. Assim, possibilita desenvolver um volume de cálculo significativamente menor para obter a matriz de ganho D , o que retrata uma enorme vantagem quando se trata de estruturas de grandes proporções. Porém, o facto de o pormenor adicional de cálculo levar a várias soluções matriciais para a matriz de ganho D , ou seja, soluções correspondentes a respostas dinâmicas distintas, significa então a necessidade de identificar e analisar, entre ambas, qual a matriz correspondente ao controlo otimizado pretendido [34].

3.5.4 CONTROLO POR REALIMENTAÇÃO NEGATIVA

No controlo por realimentação negativa, a sua organização é baseada num circuito fechado de *feedback* contínuo, ou seja, delimita-se computacionalmente uma resposta de referência da estrutura. No momento em que o sistema sofre uma perturbação, de maneira que a resposta da estrutura (monitorizada pelos dispositivos de leitura) diverge da resposta de referência, sendo esta diferença denominada de erro, é enviado um sinal de controlo ao atuador, proveniente do controlador, para assim, repor a resposta desejada à estrutura. A designação da estratégia está associada ao facto de a ação de controlo reagir em oposição à resposta estrutural [32].

A estratégia em causa possui três limitações fundamentais: estratégia pouco robusta, levando a níveis de controlo aquém do máximo rigor; necessita de reajuste do algoritmo face a problemas de instabilidade; e, por fim, aplicável somente a sistemas com um grau de liberdade [34]. A aplicação de vários sistemas de controlo ativo em série pode contornar a última desvantagem referida, no entanto os custos associados podem ser de tal ordem que inviabilize a utilização desta estratégia.

Este tipo de estratégia apresenta um vasto campo de aplicações e áreas científicas, designadamente na Engenharia Eletrónica, de Sistemas, Mecânica, Acústica, Ciência Computacional, ramos da Economia e Biologia.

3.6 EXEMPLOS DE SISTEMAS DE CONTROLO

Para a maioria dos projetistas, as pontes são ainda projetadas para ser puramente estáticas, com exceção das pontes móveis sobre canais navegáveis, e com a evolução do conhecimento tecnológico referente aos sistemas de controlo na engenharia civil, verificou-se a maior incidência na aplicação de sistemas de controlo passivo comparado com os sistemas de controlo ativo. Esta tendência verifica-se principalmente devido aos custos associados ao sistema de controlo ativo, devido à sua grande exigência de manutenção e à complexidade, associada à definição de estratégias de controlo ativo. Contudo, ao longo do conteúdo apresentado, constatou-se que estes sistemas de controlo ativo detêm grandes vantagens comparativamente aos sistemas de controlo passivo e impõem cada vez mais a sua aplicação, quer integrando somente em propostas teóricas, ou até mesmo sendo já aplicados em casos reais. Seguidamente, serão apresentados os principais exemplos de sistemas de controlo.

3.6.1 SISTEMAS DE ISOLAMENTO ATIVO DA BASE

O sistema de isolamento ativo da base foi gerado de modo a ser criada uma independência de movimentos horizontais entre a estrutura e o solo de fundação, de maneira a que na ocorrência de um sismo a energia transmitida do solo para a estrutura seja relativamente reduzida. O sistema implica a anulação de todas as ligações, no plano horizontal, entre o solo de fundação e a estrutura [32]. Este tipo de sistema de isolamento é inserido sob a estrutura ao nível das fundações, sendo nesse caso designado por sistema de isolamento sísmico de base. Podem ser materializados sob a forma de blocos de apoio de borracha em associação com dissipadores, aparelhos de apoio elastoméricos e deslizantes [32]. Dada a capacidade de flexibilidade e absorção, estes isoladores possuem a capacidade de absorver parte da energia transmitida pelo solo antes de ser conduzida para a estrutura. Contudo, a ligação no plano vertical entre o solo e a estrutura deve ser garantida, logo estes sistemas precisam de ter a capacidade de suportar os esforços verticais provenientes da estrutura. “A eficiência deste tipo de sistemas depende da capacidade de filtrar as componentes de excitação com frequência próxima da frequência fundamental da estrutura” [36]. No entanto, a aplicação deste sistema a estruturas muito flexíveis não é aconselhada, pelos riscos de instabilidade associados ao facto de se tratar de um corpo com liberdade de movimentação elevada [32].

O sistema de isolamento de base poderá atuar segundo um modo passivo ou num modo ativo. Na sua forma mais comum (sistema passivo), este não garante dissipação de energia devido à frequência de oscilação da estrutura, retirando somente a influência que o movimento do solo induz na mesma. A dissipação de energia é dada apenas por atrito entre os isoladores e os elementos da estrutura, no período de agitação do solo. Quando o sistema deixa o carácter passivo e toma o modo ativo, são introduzidos atuadores hidráulicos ao nível da base da estrutura, orientados por um controlador, incumbidos pela execução de forças de controlo de forma a atuarem com sentido de diminuir os deslocamentos, velocidades ou acelerações provenientes das oscilações da estrutura, assim diminuem os cortes basais, aumentando a capacidade de amortecimento ao sistema “isolamento da base + estrutura” [32].

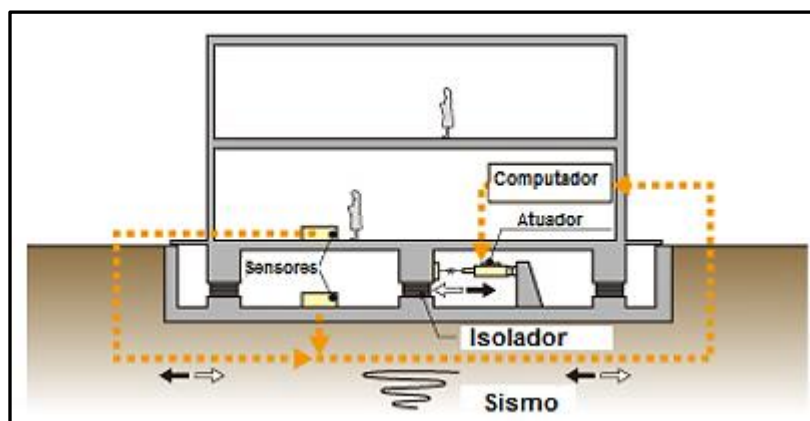


Figura 3.15 - Circuito de controlo de um sistema de isolamento base ativo [32]

Neste tipo de sistema, a estratégia de controlo normalmente adotada é uma estratégia em *feedback*. A nível de estratégias de controlo, em casos que se pretenda efetuar um controlo de oscilações segundo uma ou duas direções, a aplicação pode ser relativamente simples, mas no caso em que se procura efetuar um controlo 3D, tendo em atenção os movimentos rotacionais (de torção) das estruturas, aí a aplicação revela-se mais complexa [37].

3.6.2 SISTEMAS DE CONTRAVENTAMENTO ATIVO “ABS”

Este tipo de sistema de controlo trata-se de um sistema de contraventamento ativo ABS (“*Active Bracing System*”), “consiste na introdução de elementos de contraventamento numa estrutura, sob a forma de barras metálicas ou cabos de aço, ligados a atuadores hidráulicos rígidos que, por sua vez, exercem sobre tais elementos, forças bilaterais (trações ou compressões) com uma frequência muito alta de forma a reduzir substancialmente os deslocamentos, velocidades ou acelerações na resposta da estrutura a uma determinada solicitação dinâmica.” [32]. Assim, após a colocação dos atuadores nas extremidades dos elementos de contraventamento são regulados por um controlador que delimita as forças de controlo a instalar nos elementos, baseado num determinado algoritmo de controlo, depois da utilização dos dados relativos à estrutura que são lidos pelos sensores instalados. A estratégia de controlo deste tipo de sistema desenvolve-se em *feedback*. A Figura 3.16 retrata um circuito de controlo de um sistema de contraventamento ativo ABS e a figura 3.17 um nó com elementos ativos de contraventamento e respetivos atuadores.

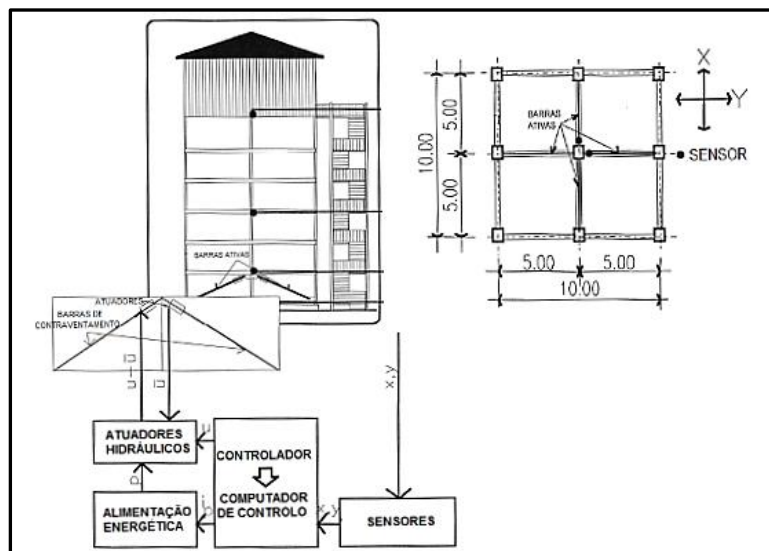


Figura 3.16 - Circuito de controlo de um sistema de contraventamento ativo ABS [32]

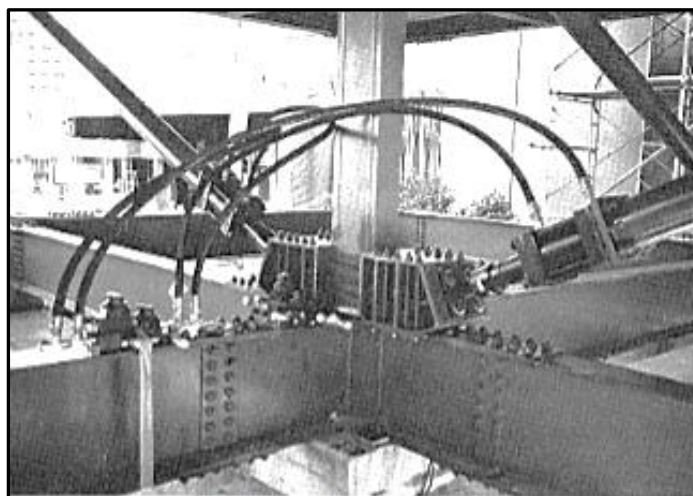


Figura 3.17 - Nó com elementos ativos de contraventamento e respetivos atuadores [32]

3.6.3 SISTEMAS DE RIGIDEZ VARIÁVEL “AVS”

No que se refere aos sistemas de rigidez variável AVS (“*Active Variable Atiffness*”), estes surgem com a intenção de criarem mecanismos capazes de minimizar a deformação das estruturas e os efeitos que possam ser gerados, essencialmente perante a atuação da ação sísmica e para qualquer frequência de vibração que a estrutura possa adquirir. Os sistemas de rigidez variável AVS são constituídos por barras metálicas de contraventamento, dispostas na direção transversal de um edifício e por um dispositivo de variação de rigidez (VSD – “*Variable Stiffness Device*”), colocado entre o topo das barras de contraventamento e a viga lateral do pórtico correspondente, como ilustra a Figura 3.18.

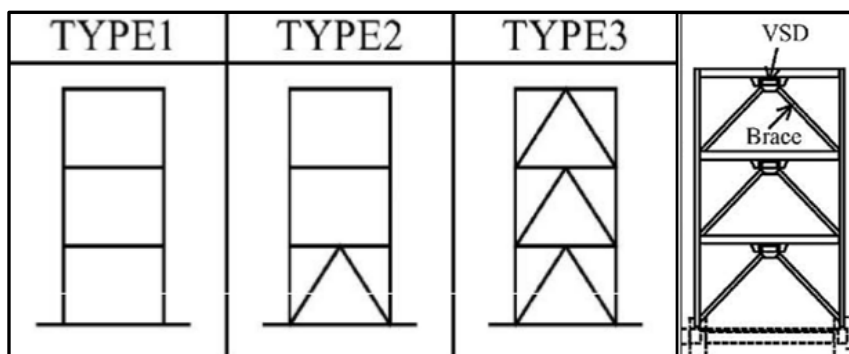


Figura 3.18 - Sistema de rigidez variável AVS [38].

Os dispositivos funcionam segundo dois estados possíveis e são responsáveis pela alteração da rigidez. Um dos estados trata-se do estado acionado, no qual é estabelecida a ligação entre as barras de contraventamento e a viga lateral do edifício, por intermédio do VDS, acionando a funcionalidade do sistema de contraventamento da estrutura e, por consequente, aumentando a rigidez transversal do edifício. O outro estado considera-se estado desligado, no qual a referida ligação é desfeita e o edifício toma a sua rigidez própria [32].

Neste sistema, o controlo é alcançado através da rigidez da estrutura e consequentemente da sua frequência natural, assegurando sempre que não ocorre o fenómeno de ressonância para qualquer ação sísmica evitando, no mesmo intervalo de tempo, um estado estacionário da resposta. A estratégia requer ao sistema a capacidade de antecipar, em tempo útil, os parâmetros que levam a estrutura a atingir o fenómeno de ressonância para diferentes tipos de solicitações [32]. Depois de vários estudos e com a evolução tecnológica, surge uma alargada diversidade de modelos numéricos e simuladores digitais que permitem a previsão, em tempo real, da resposta da estrutura em todos os seus modos de rigidez, utilizando somente dados medidos pelos sensores, relativos à excitação externa. Alguns destes simuladores incluem na sua análise o comportamento não linear da estrutura [38]. A estratégia de controlo deste sistema é uma estratégia de *feed-forward*. A figura 3.19 representa o circuito de controlo de um sistema AVS.

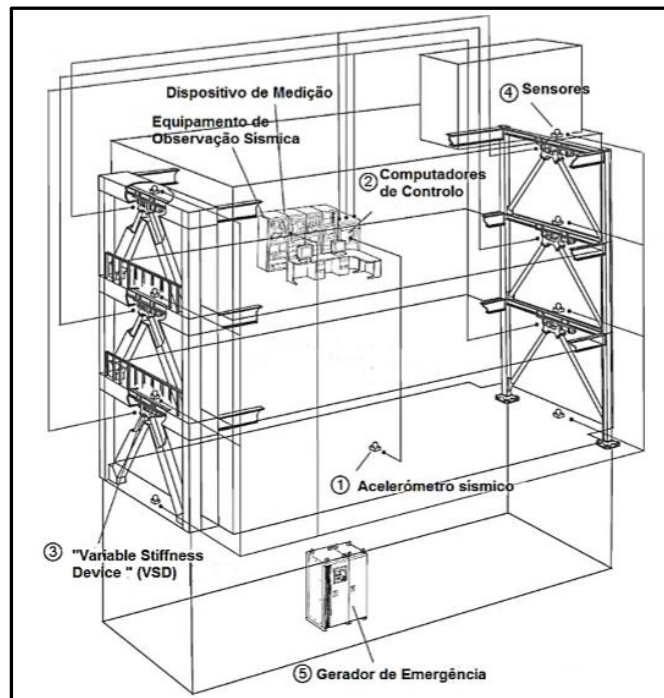


Figura 3.19 - Modelo de um circuito de controlo de um sistema AVS [32].

A explicação deste circuito é ilustrada através dos pontos apresentados na figura 3.19. Inicia-se com os acelerómetros (ponto 1), localizados ao nível do solo onde registam as acelerações sísmicas e transmitem os dados obtidos para o controlador (ponto 2), que contém o algoritmo do simulador em tempo real e permite obter os parâmetros de previsão comportamental da estrutura necessários ao método de controlo. Baseado nos dados obtidos, o controlador seleciona o modo de rigidez que reverte uma maior compensação do movimento de resposta da estrutura e envia um sinal de controlo VSD's (ponto 3) instalado na estrutura, para que estes entrem em funcionamento segundo o modo de rigidez escolhido. Por fim, é instalado um gerador de energia de reserva (ponto 5), para o caso de ocorrerem falhas de energia durante as solicitações externas.

Este circuito de funcionamento requer quantidades de energia relativamente reduzidas, apresentando um alto nível de eficiência, mesmo para sismos extremamente severos [38]. No caso de ocorrência de erros na transmissão de dados dos sensores para o controlador, que resultem no envio do sinal de controlo errado, os VSD's não induzem qualquer ação ou vibração na estrutura, pois não sendo atuadores, limitam-se unicamente a alterar as propriedades de rigidez da estrutura. Dadas as características, o sistema AVS é categorizado por muitos autores como um sistema de controlo semi-ativo [38].

3.6.4 SISTEMAS DE CABOS ATIVOS "ATS"

O sistema de cabos ativos ATS ("Active Tendon System") trata a "introdução de cabos ativos numa estrutura, ligados a um atuador que permita o esticamento de tais cabos, impondo, com esse processo, determinadas forças de tração, previamente calculadas por um controlador, que são transmitidas à estrutura, alterando, desse modo, o seu comportamento estrutural mediante uma determinada ação solicitante" [32]. A Figura 3.20 retrata um exemplo de sistema ATS aplicado a múltiplos graus de liberdade.

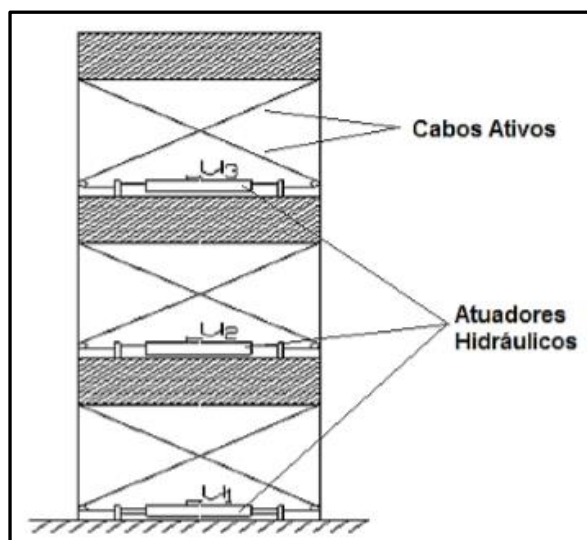


Figura 3.20 - Sistema ATS aplicado a múltiplos graus de liberdade

Todavia, é sabido que os cabos são elementos capazes de suportar apenas trações, então os atuadores desenvolvem somente atividades unilaterais. A versatilidade geométrica resultante dos cabos, sintonizada a uma escolha adequada da localização de inserções e de roldanas, possibilita a aplicação de forças de controlo capazes de produzir um elevado nível de eficiência [34].

Este sistema tem evoluído para diferentes disposições dos cabos ativo e para vários tipos de mecanismos servo-hidráulicos, tal como para várias metodologias de controlo diferentes, como mostra a Figura 3.21.

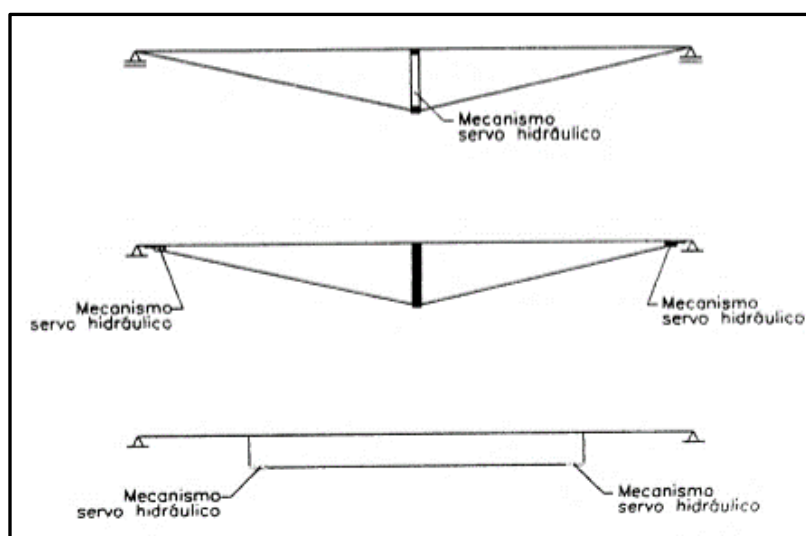


Figura 3.21 - Sistema de controlo com cabos ativos para controlo de vibrações induzidas por cargas de tráfego [34]

O sistema apresenta, assim, uma grande variedade de aplicações para diferentes tipologias estruturais, ou seja, pode ser aplicado com o intento de reduzir as vibrações induzidas por ações dinâmicas em

edifícios correntes, também pode evitar problemas de ressonância em pontes com grandes vãos e, pode ainda, efetuar um controlo estático ou *quasi-estático* sobre os processos construtivos das pontes [34].

Uma parte considerável dos estudos de investigação referentes à utilização de sistemas de controlo na Engenharia Sísmica e Dinâmica envolve atuadores com cabos ativos [34].

3.6.5 DEFLETORES AERODINÂMICOS DE GEOMETRIA VARIÁVEL

O desenvolvimento deste modelo foi avançado com o intuito de melhorar o comportamento da estrutura face à ação do vento. O modelo original apresentado na Figura 3.22, proposto por Larsen em 1991, foi levado a ensaios experimentais em túneis de vento, onde foram recolhidos excelentes resultados. Considera-se um modelo que pode trazer muitos benefícios em termos económicos, para pontes de grande vão [34].

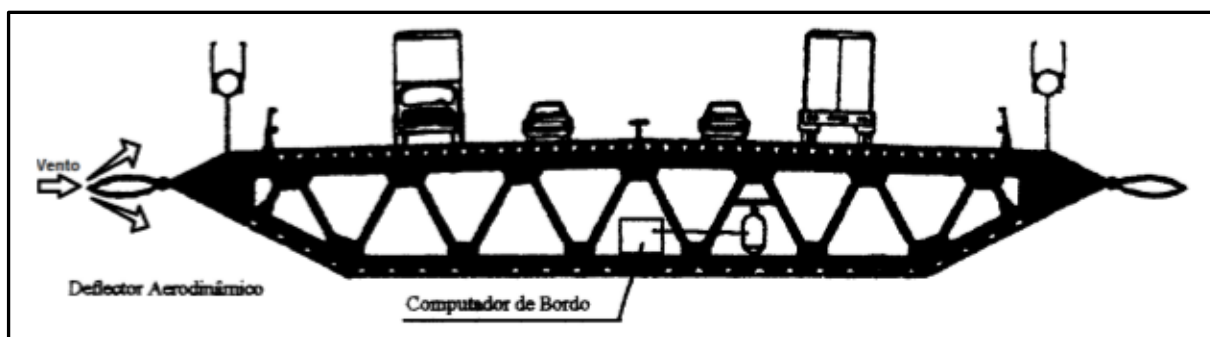


Figura 3.22 - Sistema de controlo ativos eólico com defletores aerodinâmicos [34]

O modelo consiste na colocação de defletores aerodinâmicos nas zonas transversais extremas do tabuleiro, tal como mostra o modelo proposto por Larsen, isto é, esses defletores são formados por braços mecânicos dispostos em planos biconvexos, em que o ângulo de abertura torna-se automaticamente adaptável à ação do vento, que esteja a atuar em determinado instante. O ângulo é mudado em função da intensidade da ação do vento e significa, portanto, que se a intensidade da ação do vento for elevada, o ângulo de abertura dos defletores aerodinâmicos aumentará, “encaminhado” o vento para fora da estrutura [32].

3.6.6 AMORTECEDORES DE MASSA SINTONIZADA “TMD” E MASSA SINTONIZADA ATIVA “ATMD”

Os modelos seguidamente apresentados (TMD’s e ATMD’s) têm um funcionamento idêntico, isto é, ambos são formados por massas adicionais rolantes devidamente colocadas na estrutura, sintonizadas numa determinada frequência, de forma a que, quando a estrutura se encontrar perante a atuação de ações dinâmicas provocando movimentos oscilatórios, as suas oscilações contrariem as oscilações adquiridas pela massa estrutural.

As massas fortificam a estrutura com uma capacidade de amortecimento e rigidez extra, permitindo assim uma maior dissipação de energia referente ao movimento da deformação da estrutura. Porém, a distinção entre os ATMD’s (*Active Tuned Mass Dampers*) e os TMD’s (*Tuned Mass Dampers*), diferencia-se com a implantação de um atuador mecânico (sistema hidráulico), controlado por um computador de bordo (controlador), ligado à massa adicional, que exerce sobre esta força de controlo

calculada pelo controlador de forma a melhorar o processo de compensação do movimento da estrutura, ou seja, de forma a aumentar a componente de amortecimento global na resposta dinâmica da estrutura” [32]. Com a implantação de um atuador mecânico, este processo exige uma alimentação contínua de energia, proveniente de uma fonte externa.

A rigidez e a massa dos ATMD's, assim como nos TMD's, são definidas de forma a que o aparelho fique ajustado, de forma conservativa, a uma frequência relativamente inferior à frequência do movimento da estrutura a controlar [36]. A massa extra infere os maiores movimentos contrários ao movimento da estrutura de modo a atingir uma frequência de vibração sensivelmente equivalente à frequência de oscilação que se pretende controlar.

Com a colocação de massas adicionais, pretende-se o aparecimento de forças de inércia que contrariem o movimento induzido pela solicitação dinâmica, e reajustar o efeito de compensação através da execução de ações de controlo sobre as massas adicionais, sendo por meio de um controlador que essas ações de controlo são calculadas, com base na medição da resposta estrutural e, materializadas, através de atuadores mecânicos [36], [32].

A Figura 3.23 surge como um exemplo de um TMD com 730 toneladas, aplicado no edifício Taipei 101, com 509,2 metros de altura, localizado em Taipei, Taiwan e, a Figura 3.24 representa de um modelo esquemático de um TMD.

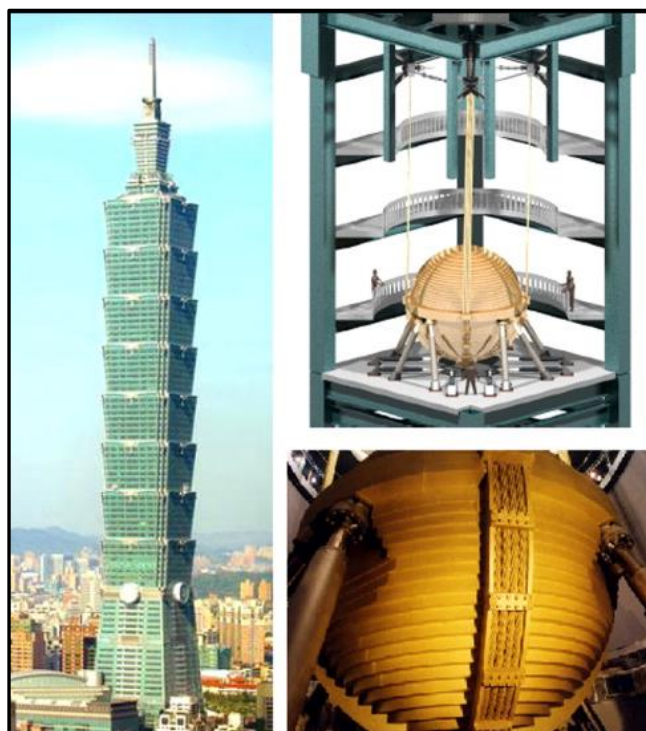


Figura 3.23 - Exemplo de um TMD, com 730 toneladas [39]



Figura 3.24 - Modelo esquemático de um TMD [40].

Os sistemas ATMD's são considerados, quiçá, os sistemas de controlo ativo mais desenvolvidos, mais aplicados e consequentemente mais divulgados [34]. Seque-se na Figura 3.25 um exemplo de um circuito de controlo de um sistema ATMD e na Figura 3.26 o modelo esquemático do mesmo.

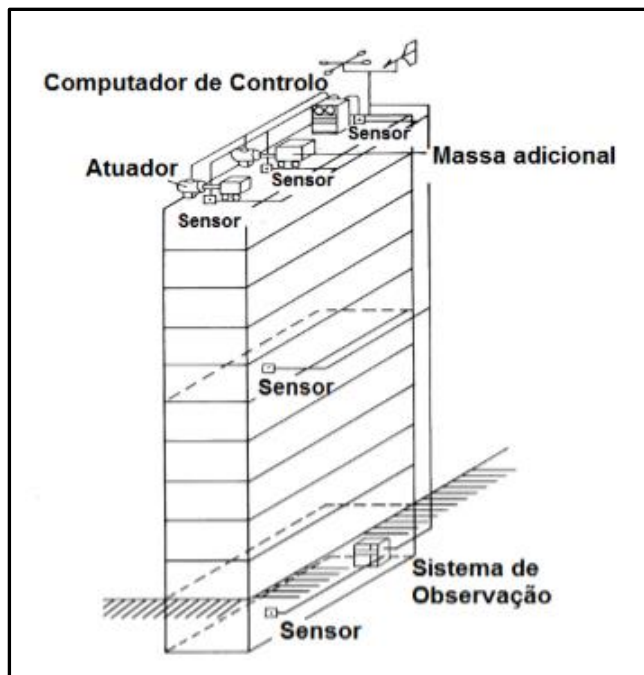


Figura 3.25 - Exemplo de um circuito de controlo de um sistema ATMD [32]

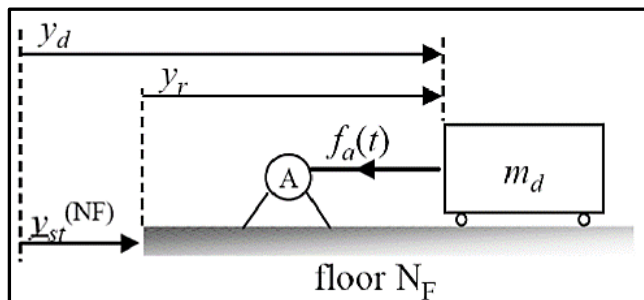


Figura 3.26 - Modelo esquemático de um sistema ATMD

Existem duas formas de os atuadores estarem ligados à massa adicional, ou seja, podem estar diretamente como ilustra a Figura 3.27, ou podem ser implantadas massas auxiliares mais reduzidas, colocadas sobre as massas adicionais, criando liberdade de movimento horizontal relativo entre estas, havendo, contudo, a continuidade de transmissão de forças de inércia, que se liguem diretamente aos atuadores e funcionem como elementos intermediários entre estes e a estrutura, como podemos visualizar na Figura 3.28 [32].

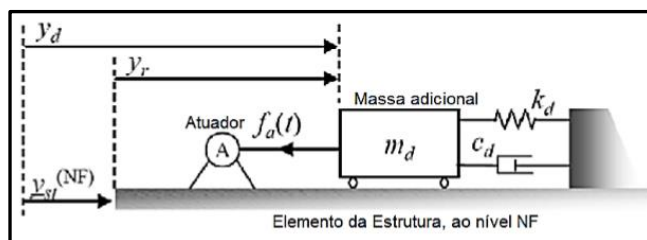


Figura 3.27 - Modelo esquemático de um sistema ATMD constituído apenas por uma massa [32]

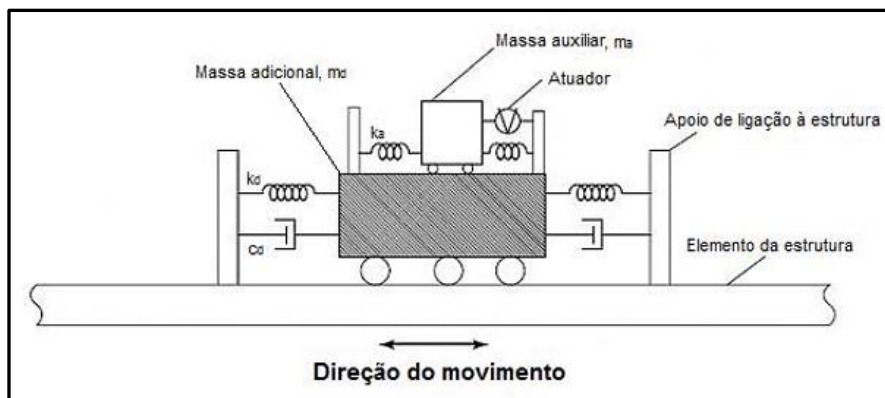


Figura 3.28 - Modelo esquemático de um sistema ATMD com adição de uma massa [32]

Os ATMD's devem ser posicionados nas zonas onde é expectável que a deflexão da estrutura seja máxima, o que significa que, no caso das pontes, o ideal será a meio vão e nos edifícios no topo dos mesmos, como vimos no exemplo do edifício Taipei 101.

Os dois sistemas em foco são de fácil montagem e execução, apresentando resultados muito satisfatórios na redução de respostas dinâmicas, logo a sua aplicação tem sido solicitada em alguns casos práticos, por norma, com intuito de minorar o efeito da ação do vento em edifícios. No entanto, o recurso a ATMD's e TMD's para efeitos de controlo dinâmico aprestam algumas restrições, particularmente no controlo de vibrações “devido ao facto de as estruturas reais possuírem vários modos de vibração e estes dispositivos terem apenas a capacidade de serem sintonizados para uma única frequência” [32]. A frequência sintonizada nos dispositivos é, por norma, a frequência fundamental da estrutura, concluindo que a sua resposta é reduzida, para tal modo de vibração. Portanto, “essa consideração implica uma redução não tão eficaz nos restantes modos, podendo até, em alguns casos, ocorrer uma agravação da resposta, pelo que, como alternativa, se deve proceder à implantação de uma maior quantidade de ATMD's/TMD's na estrutura, cada um sintonizado para uma determinada frequência e compatível com os diferentes modos de vibração da estrutura” [32]. Outro problema inerente a este fator consiste no volume de espaço necessário para implantar este conjunto de dispositivos.

Os casos onde foram aplicados sistemas ATMD's são o Citigroup Center em Nova Iorque, o edifício John Hancock, em Boston e a torre Canadian National Tower, em Toronto [36].

3.7 ESTRUTURAS INTELIGENTES E ESTRUTURAS ORGÂNICAS

3.7.1 BREVE INTRODUÇÃO

A estrutura inteligente, tem a capacidade de detetar uma condição significativa do seu ambiente ou comportamento estrutural, reagindo automaticamente a esse estado, com uma resposta útil. Como já foi referido, os sistemas inteligentes (sistemas ativos), possuem um papel fulcral em áreas como a engenharia aeroespacial, robótica, entre outras.

Deixa-se a título exemplar de um sistema inteligente, um sistema de controlo ativo muito complexo, que se insere nos transportes ferroviários portugueses, concretamente, o comboio “Alfa Pendular” que, tal como o seu nome refere, o seu mecanismo possui um sistema de controlo ativo, chamado “Sistema Pendular”. Consiste em eixos (“*bogies*”) com a capacidade de se inclinar até 8 graus em relação aos trilhos (linhas ou carris), permitindo assim, que em curva, este sistema atue em milésimos de segundo, permitindo criar um equilíbrio de forças centrífugas para que o comboio percorra trajetos irregulares (curvas) sem ter de alterar a sua velocidade. Este transporte permite atingir velocidades que poderão alcançar os 220 km/h.



Figura 3.29 - “*Bogie*” modelo de uma composição Alfa Pendular



Figura 3.30 - Alfa Pendular em troço curvo

Embora seja reconhecida a grande influência dos sistemas inteligentes noutras áreas, na Engenharia de Estruturas, a sua taxa de aplicabilidade não é muito elevada, pois as estruturas à vista de muitos observadores são consideradas para ser puramente estáticas ou passivas. No entanto, “Preumont, Spencer, entre outros, consideram que o sistema de controlo ativo deve ser parte integrante da estrutura desde a fase de conceção e dimensionamento” [35]. Deste modo, tornar-se-ia possível projetar estruturas conceptualmente inteligentes que integram a existência do sistema de controlo.

Uma estrutura orgânica, sendo gerada e desenvolvida numa combinação de uma estrutura base e um sistema de controlo ativo ou sistema efector, consegue impor resistência mecânica às ações externas, sendo também capaz de alterar o estado estrutural perante as solicitações em causa, com um comportamento inteligente [35].

A estrutura orgânica e estrutura inteligente são duas denominações com sentidos muito semelhantes. Apresenta-se na Figura 3.31 o circuito de controlo de uma estrutura orgânica.

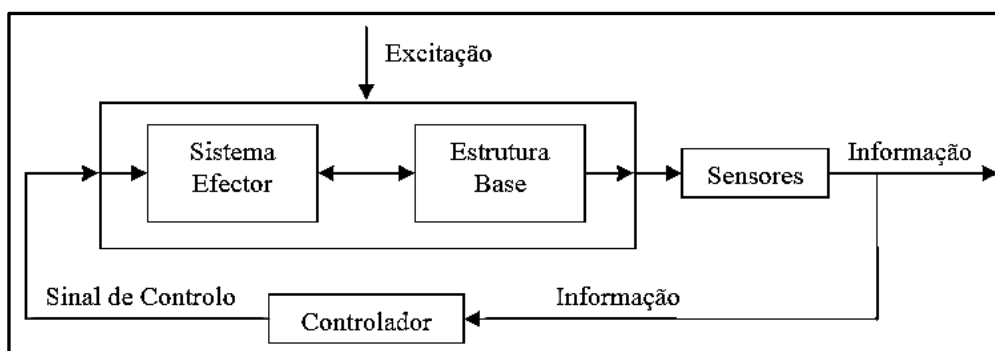


Figura 3.31 - Circuito de controlo de uma Estrutura Orgânica [34]

Para uma abordagem mais simples e concreta, observa-se o corpo humano, sendo este uma estrutura orgânica, todavia, poderemos constatar que, o braço do corpo humano é constituído pela estrutura base (estrutura óssea, articulações, tendões e ligamentos) e pelo sistema efector (músculos).

Os músculos reagem a solicitações impostas, como por exemplo, numa situação de carga, de forma a manter o equilíbrio estático, como esquematiza a Figura 3.32.

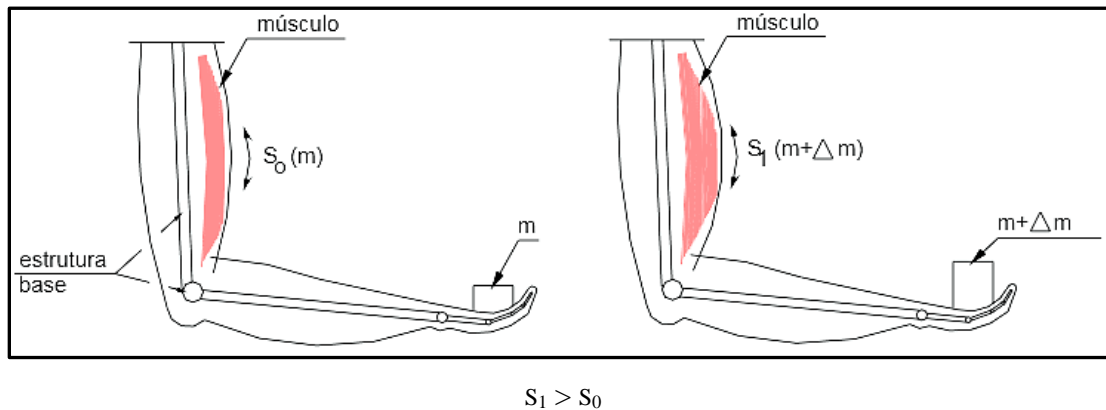


Figura 3.32 - Representação esquemática de um sistema efector do braço, materializado pelos músculos bicíptes [35]

Como já foi referido no subcapítulo 3.2.5, um sistema efector, “pode definir-se como um caso particular de um sistema de controlo ativo em que os atuadores são elementos estruturais e cuja atividade é extensiva a cenários estáticos e/ou dinâmicos” [34]. “O dimensionamento, de uma estrutura orgânica ou de uma estrutura inteligente, é um dimensionamento integrado e simultâneo da estrutura base e do sistema efector ou sistema de controlo ativo” [35]. Na Figura 3.33 apresenta-se o processo de dimensionamento de uma estrutura orgânica.

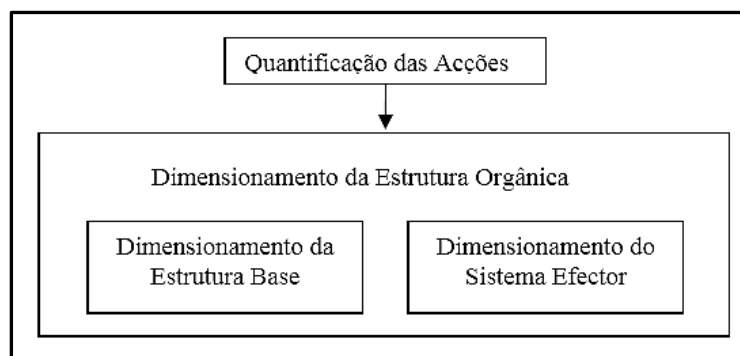


Figura 3.33 - Processo de dimensionamento de uma estrutura orgânica [34]

3.7.2 SISTEMA OPS (“ORGANIC PRESTRESSING SYSTEM”)

3.7.2.1 Generalidades

O sistema OPS é um conceito estrutural, proveniente da sintonia entre a tecnologia e o princípio base da aplicação de pré-esforço com a ideologia dos sistemas de controlo estrutural ativo. Esta união consiste num sistema de pré-esforço autoajustável às cargas estáticas, que são aplicadas a uma estrutura.

A base fundamental desta conceção provem do funcionamento das estruturas orgânicas existentes na natureza, as bio-estruturas. Este sistema foi batizado com a denominação “sistema de pré-esforço orgânico” [32].

O mundo das bio-estruturas representa um grande número de soluções estruturais, sendo algumas delas simples e outras muito sofisticadas. “São muitos os exemplos de elementos encontrados na natureza que assumem funções estruturais e que podem ser associados a elementos, de forma rotineira, na engenharia civil” [40]. A Figura 3.34 apresenta cinco elementos bio-estruturais semelhantes a elementos estruturais conhecidos.






				
Ossos	Ligamentos	Cartilagem articular	Tendões	Músculos
Escoras, tirantes, vigas, pilares e cascas	Conectores	Aparelhos de apoio	Tirantes e cabos	Sistemas efectores

Figura 3.34 - Principais elementos de bio-estruturas e respetivos elementos análogos na Engenharia de Estruturas [35]

Um músculo (ou sistema efector) é um elemento estrutural com a capacidade de variar a sua rigidez, conseguida através da variação de energia fornecida, podendo então ser considerado um elemento estrutural que transforma energia em rigidez, ou seja, um músculo equivale a uma mola de rigidez variável [35].

Quando se inicia o dimensionamento de uma estrutura são consideradas várias combinações de ações, mas a solução final será apenas uma. Significa que a solução final ostentará bom rendimento para determinadas solicitações e, ao mesmo tempo, estará desenquadrada com as restantes combinações, na medida em se encontrará sobredimensionada. A aplicação de pré-esforço em estruturas de betão poderá proporcionar este problema, na medida em que, o pré-esforço aplicado impõe tensões elevadas, com um carácter permanente, de modo a conseguir ultrapassar as limitações associadas às cargas suportadas e ao tamanho dos seus vãos. Contudo, mesmo em períodos sem qualquer tipo de solicitação exterior, a estrutura encontrar-se-á sujeita a estados de tensão elevados.

Uma solução para o problema associado acima, consiste na implementação do sistema OPS, funcionando como um músculo artificial, fazendo variar de forma automática a rigidez da estrutura, em função da ação solicitante. “ Desta forma, a estrutura encontra-se sempre sujeita a um estado de tensões tal que o seu rendimento estrutural é mais próximo do ótimo” [34].

3.7.2.2 Elementos constituintes

Uma estrutura reforçada com a implementação do sistema OPS, pouco se distingue de uma peça pré-esforçada por um sistema não aderente ordinário, distinguindo-se somente pela inserção de um sistema de controlo, cuja automatização permite realizar o auto-ajuste, formando um sistema de atuação “inteligente” (“estrutura inteligente”).

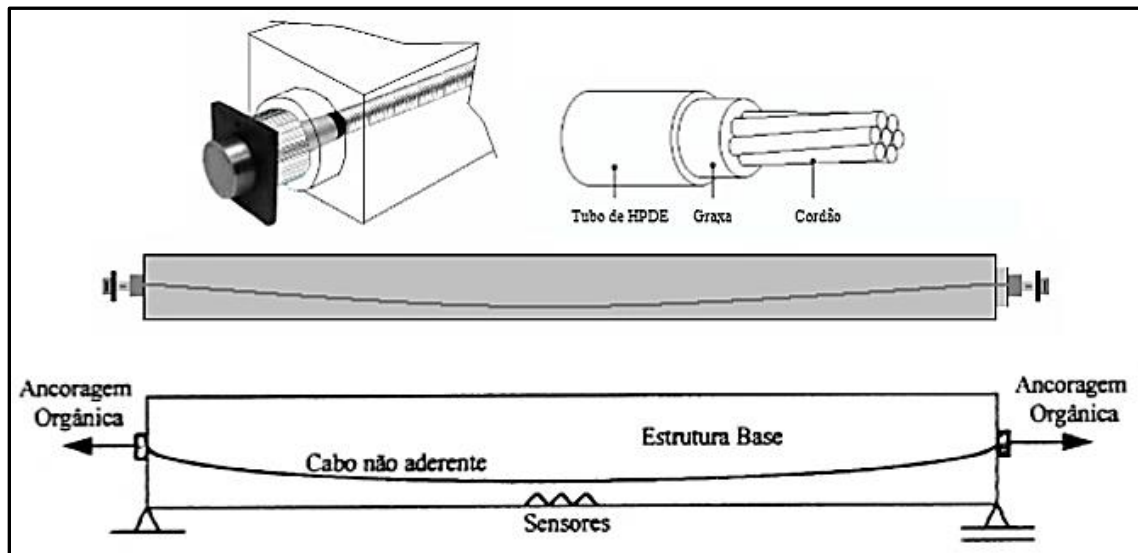


Figura 3.35 - Exemplo de viga simplesmente apoiada com sistema de pré-esforço orgânico [34]

Um sistema OPS é composto por três elementos fundamentais: as “ancoragens orgânicas”, os cabos de pré-esforço (não aderentes) e o circuito de controlo.

As “ancoragens orgânicas” são ancoragens com mecanismos servo-hidráulicos incorporados, ou seja, correspondem às extremidades dos cabos de pré-esforço como podemos visualizar na Figura 3.35, onde são aplicadas as forças de atuação, através desses mecanismos. Os mecanismos localizam-se entre as ancoragens e a estrutura base. Seguindo a informação dada pelo controlador, “o atuador provoca o afastamento ou a aproximação das ancoragens em relação à estrutura base, conduzindo a contrações (aumento do pré-esforço através do aumento da força de tração instalada nos cabos) ou a descontrações (diminuição de pré-esforço através da diminuição da força de tração instalada nos cabos), respetivamente” [32]. As ancoragens orgânicas, ilustradas na Figura 3.36, não necessitam de ser colocadas em ambas as extremidades dos cabos de pré-esforço, pois uma extremidade ativa pode ser suficiente para alcançar níveis de eficiência aceitáveis, sendo que, torna-se mais económico para a inserção do sistema [34].



Figura 3.36 - Ancoragem orgânica [34].

Os cabos de pré-esforço (não aderentes) são cabos “desligados” da estrutura, de modo a que os tensionamentos sucessivos dos mesmos sejam possíveis de efetuar [34]. Assim, surge a necessidade de utilização de cabos não aderentes, pois o tensionamento dos cabos implica, segundo a *Lei de Hooke*, uma variação de comprimento. Caso se tratassem de cabos aderentes à estrutura, essa variação de comprimento seria impedida.

O circuito de controlo provém, como já foi referido, de uma fusão da tecnologia de aplicação de pré-esforço com o princípio de controlo estrutural relacionado com os sistemas de controlo ativo. “Ora, o sistema OPS, manifestando um funcionamento orgânico com as propriedades de um sistema de controlo ativo, assume, portanto, o papel de um sistema efetor atuando no domínio estático” [32]. Então, o seu circuito de controlo, será semelhante ao circuito de controlo típico dos sistemas efetores. A Figura 3.37 indica um circuito de controlo do sistema OPS.

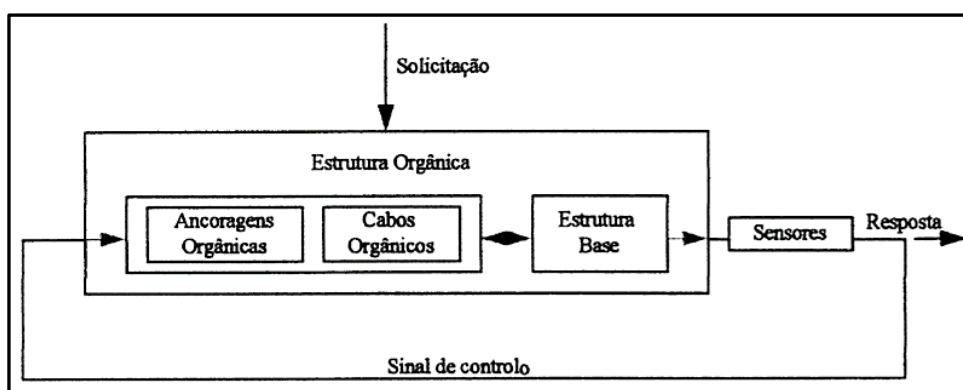


Figura 3.37 - Circuito de controlo de pré-esforço orgânico [34].

Comparando o diagrama de controlo do sistema OPS (Figura 3.37) com o diagrama de controlo de um sistema efetor (Figura 3.6), nota-se uma relação direta entre ambos, em que a diferença faz-se notar pela introdução no circuito OPS, do sistema “ancoragens orgânicas” mais “cabos orgânicos” que tomam a função de atuador [32]. O atuador é considerado como parte integrante da estrutura orgânica, essencialmente pela influência que manifesta na rigidez e capacidade resistente da estrutura, influência

que se confirma além de o sistema estar, ou não, em fase ativa [34]. Também se denota a ausência do controlador no diagrama, no entanto, essa dispensa não é geral para todos os casos, logo, poderá ser permitida quando as estratégias de controlo apresentem uma simplicidade que assim o fundamente. Todavia, as estratégias de controlo podem ser muito simples, inclusive, traduzir-se em estratégias de controlo que recorram, unicamente, a leis de controlo binárias [34].

“A definição de uma estrutura orgânica pressupõe o dimensionamento da estrutura base, a conceção do traçado dos cabos, a implementação dos sensores, a conceção da estratégia de controlo e o dimensionamento do sistema mecânico” [34]. Porém, o processo de dimensionamento da estrutura orgânica é um processo iterativo entre os cinco subprocessos mencionados anteriormente, no qual, a definição da estratégia se trata como fundamental [34].

3.7.2.3 Metodologia e Formulação

Sendo já anteriormente referido, a estratégia de controlo de um sistema OPS, numa determinada estrutura, pode ser muito simples. “Um primeiro algoritmo de controlo foi desenvolvido segundo um modelo “on/off”, o que significa que quando um sensor deteta um valor de uma determinada quantidade estrutural, que seja superior a um valor-limite pré-estabelecido, um sinal de controlo é enviado ao atuador, e este, conseqüentemente, entra em funcionamento. [32]”. A estratégia de controlo em desenvolvimento, designada estratégia de controlo por autocontrolo, consiste em provocar contrações/descontrações (variações de tensão) no sistema OPS sempre que a variável de controlo (tensão na fibra mais relevante de uma secção crítica) ultrapasse os valores de referencia [32] [34]. O sistema é acionado através de combinações binárias que aumentam, mantêm ou diminuem a ação consoante a evolução da variável de controlo.

A lei matemática associada a esse algoritmo apresenta-se da seguinte forma [34], [32]:

$$\begin{aligned} \Delta_{ai} < \sigma_{Sc,i} (G) + (Q) + nc(t) \times < \Delta_{ci} &\Rightarrow nc(t + \Delta t) = nc(t) \\ \sigma_{Sc,i} (G) + (Q) + nc(t) \times > \Delta_{ci} &\Rightarrow nc(t + \Delta t) = nc(t) + 1 \\ \sigma_{Sc,i} (G) + (Q) + nc(t) \times > \Delta_{ci} &\Rightarrow nc(t + \Delta t) = nc(t) - 1 \end{aligned} \quad (3.4)$$

Em que:

$\sigma_{Sc,i} (G)$ – tensão na fibra relevante da secção de controlo i devido às cargas permanentes;

(Q) – tensão na fibra relevante da secção de controlo i devido às cargas variáveis no instante t ;

$\sigma_{Sc,i}^{OPS}$ – incremento de tensão na fibra relevante da secção de controlo i produzido por uma contração;

$nc(t)$ e $nc(t + \Delta t)$ – número de contrações ativas nos instantes t e $t + \Delta t$

$nc(t) \times$ – tensão na fibra relevante da secção de controlo i devido à ação do sistema OPS no instante t ;

Δ_{ai} e Δ_{ci} – margens de compressão e de atividade do sistema orgânico (são os limites inferiores e superiores, impostos à atuação de controlo, de acordo com as respetivas secções de controlo e cargas atuantes, ou seja, são os níveis de tensão para os quais os sensores são configurados para emitirem sinais de atividade) [32].

A estratégia de controlo por autocontrolo revela algumas semelhanças com a estratégia por realimentação negativa, podendo ser aplicada a vigas simplesmente apoiadas e ser estendida para uma aplicação em vigas contínuas.

“Para além do estado de tensão da estrutura, também as deformações podem ser utilizadas como balizas de funcionamento do sistema OPS” [40].

A lei matemática associada a esse algoritmo apresenta-se da seguinte forma:

$$\begin{aligned} (t) > \Delta c &\Rightarrow nc(t + \Delta t) = nc(t) \times \xi(t) \\ (t) < \Delta c &\Rightarrow nc(t + \Delta t) = nc(t) \end{aligned} \quad (3.5)$$

Em que:

(t) – flecha na secção de controlo no instante t ;

Δc – valor limite para a flecha na secção de controlo;

Δt – “time step” do algoritmo;

$nc(t)$ e $nc(t + \Delta t)$ – número de contrações ativas nos instantes t e $t + \Delta t$;

$\xi(t)$ – função de validação no instante t (função binária, pode assumir os valores 0 e 1) [32].

“A introdução de uma função de validação ($\xi(t)$) no algoritmo, assegura uma verificação contínua da integridade dos diferentes constituintes do sistema” [40]. Se num determinado instante t for detetado algum erro no funcionamento do sistema, a função de validação toma o valor zero, ou seja, o atuador é bloqueado, sendo transmitido um sinal de aviso seguidamente. Porém, quando os subsistemas atuarem consoante os requisitos de integridade e operacionalidade, a função de validação toma o valor unitário, assegurando a progressão da atuação [40]. Contudo, além deste complemento de “segurança digital”, e de forma a ser garantida a segurança no caso de falha no sistema efetor, também podem ser inseridos elementos físicos na estrutura orgânica [40].

3.7.2.3. Aplicabilidade

Alguns dos trabalhos numéricos realizados, revelam melhores resultados da aplicação de pré-esforço orgânicos em estruturas sujeitas a carregamentos lentos e com elevadas razões carga variável ou carga permanente [35].

Exemplo deste tipo de estrutura, são os cimbres autolancáveis (CA's), que durante a execução de um tabuleiro de uma ponte, são submetidos a vários ciclos de betonagem e avanços, representando uma grande variação na carga total atuante [35].

A Figura 3.38 ilustra os elementos constituintes de um CA. Consideram-se estruturas temporárias utilizadas na construção de pontes e viadutos tramo-a-tramo que, têm a capacidade de avançarem de forma autónoma para o tramo seguinte, após conclusão do tramo presente [40].

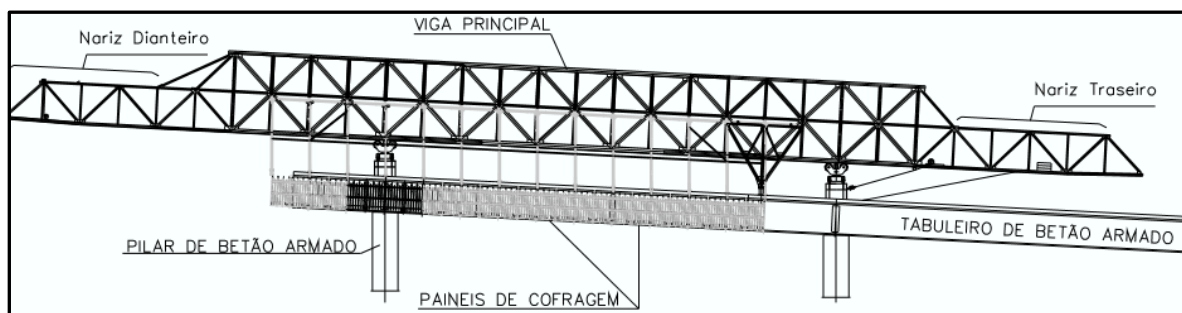


Figura 3.38 - Elementos constituintes tipo de um CA [35]

Este processo é permitido devido à execução de cada um dos tramos do tabuleiro de forma integral e sem qualquer tipo de apoio intermedio, conseguindo a execução de pontes com vãos livres máximos na ordem dos 65m [40]. Na Figura 3.39 segue-se uma imagem que esquematiza a localização do atuador na estrutura do cimbria.

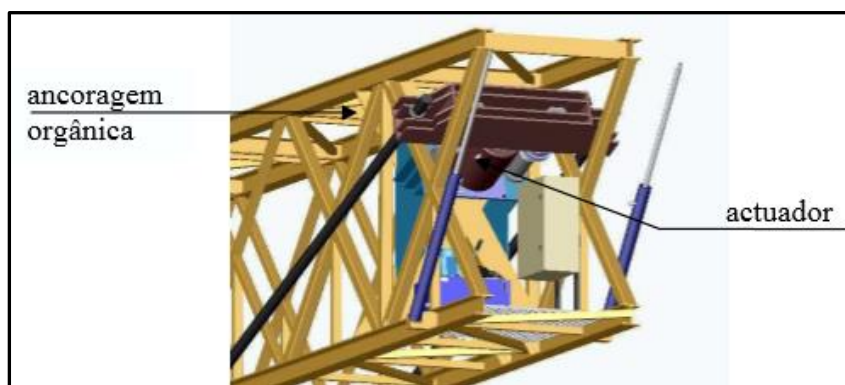


Figura 3.39 - Esquema da localização do atuador na estrutura do cimbria [35]

Projetados para um trabalho linear sequencial envolvendo a superestrutura, preferencialmente em segmentos e com altura constante. Este tipo de processo construtivo surgiu e foi desenvolvido para colmatar a necessidade de contruir pontes e viadutos que pudessem vencer vãos, outrora limitados por imposições afetas à inacessibilidade à frente da obra a partir do solo, por vales extensos a grande altura, por linhas de água, ou ainda por desníveis urbanos, sem necessidade de escoramento ao solo e mantendo desobstruída, em parte ou na totalidade, a área inferior ao tabuleiro [35].



Figura 3.40 - Cimbra autolanzável na execução de um viaduto em Arco de Baúlhe [40]

4

APRESENTAÇÃO DO MODELO DE ANÁLISE PARA O SISTEMA ESTRUTURAL

4.1 NOTA INTRODUTÓRIA

Este estudo consiste em analisar um novo conceito estrutural de pontes. O desenvolvimento desta análise pretende aferir a possibilidade de utilizar a própria massa de determinados elementos constituintes da estrutura base, de forma a equilibrar o sistema de esforços gerados pelas ações impostas na própria obra-de-arte, através de um sistema de controlo. A ideia referenciada remete para a exploração de todas as capacidades do modelo e, ao mesmo tempo, retirar todas as suas potencialidades, sendo a utilização da energia potencial gravítica da estrutura (arcos), a forma de cooperar com sistema de controlo no ajuste da rigidez da estrutura de modo a equilibrar a variação das ações solicitantes e suas consequências.

Considerando uma ponte rodoviária, podemos delimitar numa fase preliminar dois momentos distintos, “estado de repouso” e “estado ativo máximo”. O “estado de repouso” trata o instante em que o tabuleiro da ponte se encontra totalmente descarregado, ou seja, sem qualquer incidência de tráfego e, o instante oposto “estado ativo máximo”, o tabuleiro encontra-se totalmente carregado, por exemplo em horas de ponta, em grandes vias de acesso com congestionamento de tráfego. Nestes dois momentos opostos, a estrutura terá comportamentos e respostas diferentes.

O desenvolvimento deste estudo abordará como foco principal, somente as ações variáveis representativas das ações de tráfego rodoviário. O modelo em análise compreende uma ponte com dois arcos laterais, inclinados para o exterior.

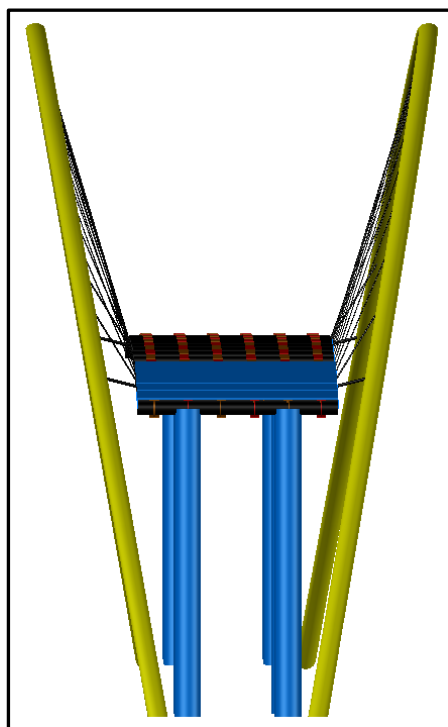


Figura 4.1 - Ponte rodoviária, com arcos inclinados para o exterior (vista em 3d)

O tabuleiro, localiza-se numa altura intermédia, em relação à altura do arco. A extensão do tabuleiro acima do arco, apoia-se em pilares e a extensão do tabuleiro abaixo do arco encontra-se suspensa pelo arco através de cabos ou tirantes. A Figura 4.1e Figura 4.2 ilustra o tipo de modelo em estudo.

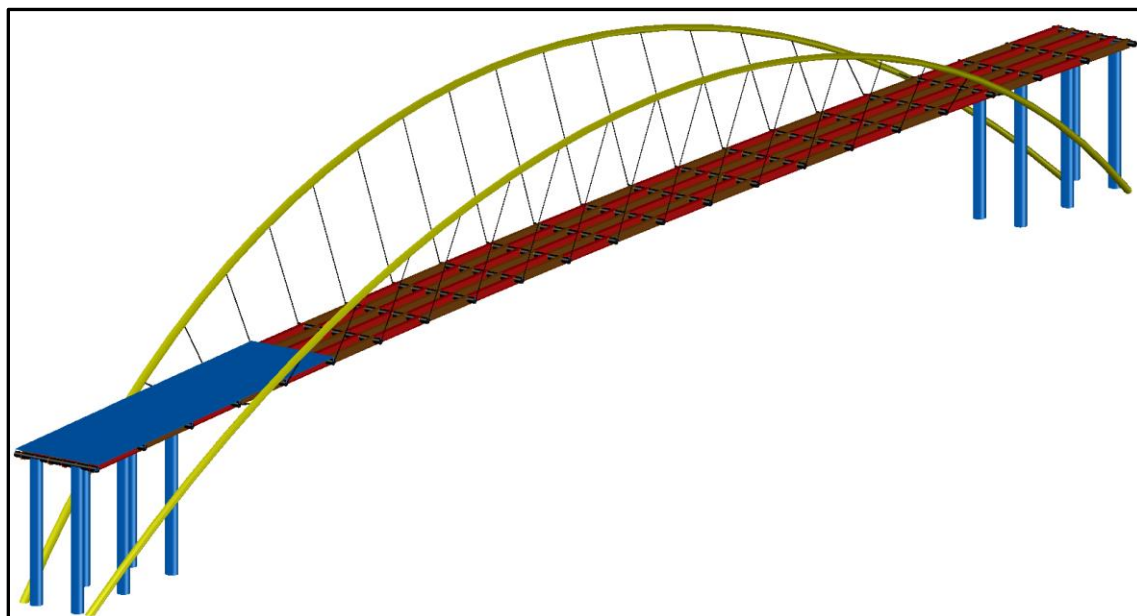


Figura 4.2 - Ponte rodoviária, com arcos inclinados para o exterior em perspectiva (vista em 3d)

4.2 CARACTERIZAÇÃO TEÓRICA DO MODELO

4.2.1 ARCO

Numa observação isolada sobre o arco, sendo este um elemento constituinte da estrutura base, começou-se por retirar algumas abordagens iniciais. Analisando um arco vertical, teoricamente indeformável, apoiado sobre apoios simples (arranques), ou seja, restritos de deslocamentos nos planos x , y , z e com rotação permitida somente sobre o eixo que liga os apoios (plano zy), como ilustra a figura 4.3. Conseguiu-se numa primeira análise mostrar, através de uma perspectiva bidimensional, segundo o plano zy , que nos encontramos perante uma estrutura instável, ou considerada um mecanismo, pois as condições de apoio não conseguem garantir o equilíbrio do elemento perante qualquer ação horizontal. Essa instabilidade é ampliada devido à ação da gravidade.

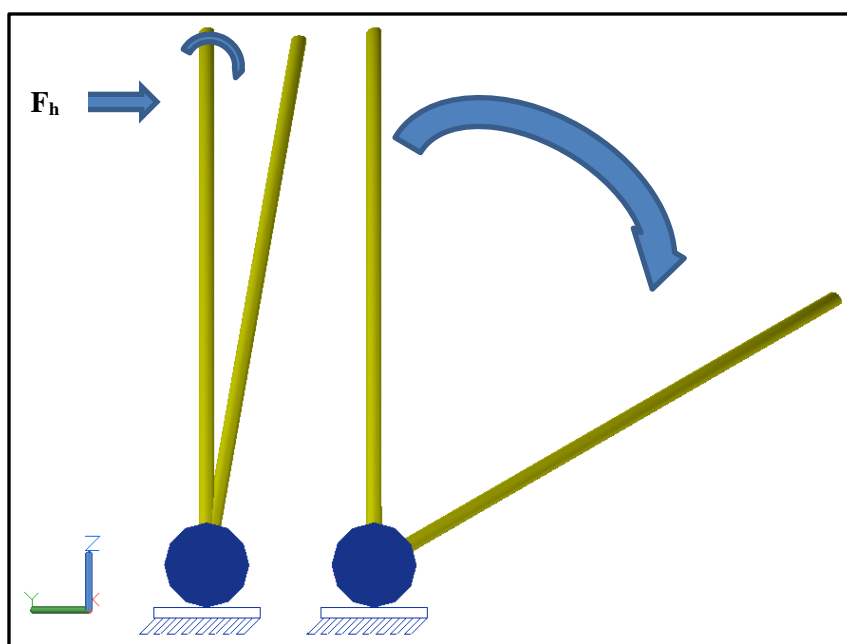


Figura 4.3 - Rotação do arco no apoio (derrube), perante solicitações horizontais (plano zy)

Realizando-se uma análise local sobre o arco, ao longo de toda a sua extensão nas condições de apoio anteriormente ostentadas (Figura 4.3) e, dividindo toda a sua extensão longitudinal (Figura 4.4) num número de segmentos equidistantes através de planos de corte, obtemos a seguinte projeção, como ilustra a Figura 4.5.



Figura 4.4 - Alçado com o arco sem divisão em segmentos equidistantes (plano zx)

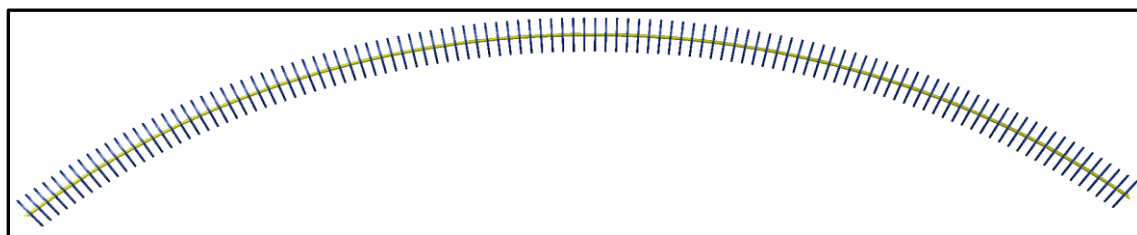


Figura 4.5 - Alçado com o arco dividido em segmentos equidistantes (plano zx)

Na Figura 4.6 apresenta-se o modelo global em 3d, com o arco repartido em segmentos equidistantes ao longo de toda a sua extensão.

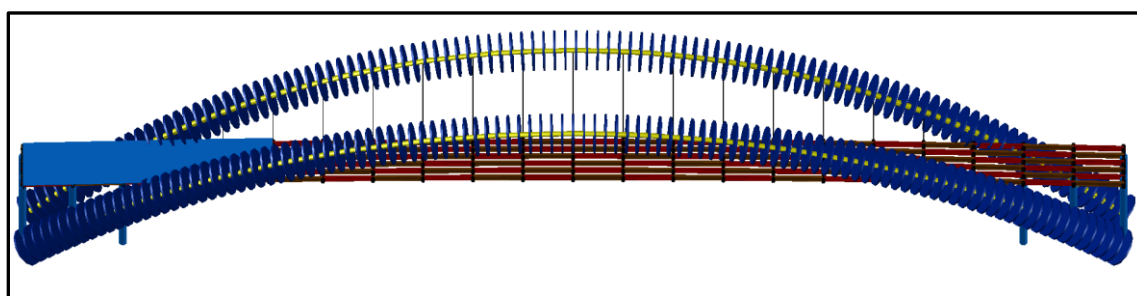


Figura 4.6 - Modelo global, com divisão em segmentos equidistantes (vista 3d)

A Figura 4.7 ilustra um corte do arco de um segmento aleatório, resultante da divisão anterior do arco em segmentos equidistantes. Ao longo da extensão do arco, desde o arranque até ao fecho, cada plano de corte será diferente, dado que a distância desde o eixo de rotação do arco até ao seu ponto de suspensão será variável, ou seja, essa distância será mínima nos arranques e máxima no fecho do mesmo. Neste estudo a secção transversal do arco será constante em todo o seu desenvolvimento.

Para as condições de apoio expostas, podemos associar este conceito ao comportamento de um sistema dum pêndulo invertido. O pêndulo invertido traduz-se num sistema instável horizontalmente, rígido verticalmente e o seu centro de massa encontra-se acima do seu ponto de suspensão, semelhante à analogia apresentada seguidamente, de cada segmento transversal do arco. Sendo um sistema instável, visto que poderá tombar para qualquer lado a qualquer instante, segundo as condições de apoio anteriormente definidas. Contudo, poderá ser controlado por um sistema de forças que contrarie o momento “derrubante”, gerando assim um algoritmo de controle.

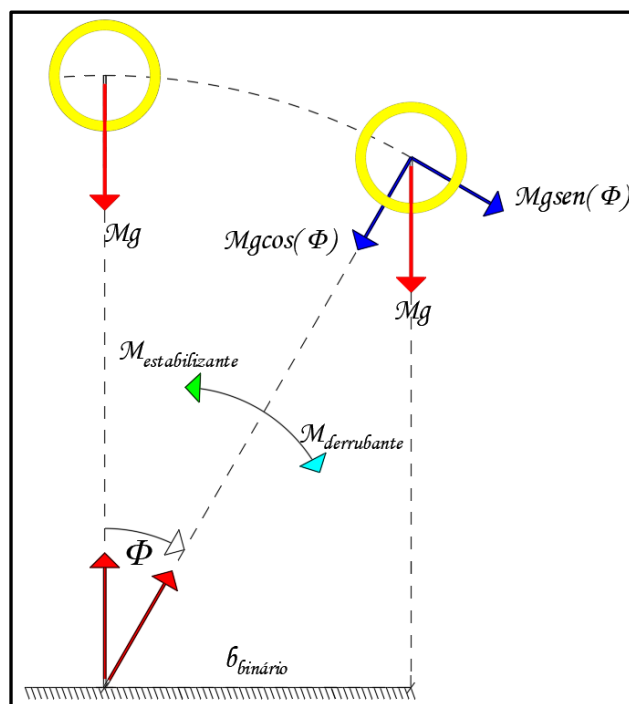


Figura 4.7 - Plano de corte num segmento transversal do arco em comparação com o modelo de pêndulo invertido (plano zy)

O momento “derrubante” trata-se de um binário criado pelo peso do arco, devido à ação da gravidade, aumenta quanto maior for o peso do arco e o ângulo Φ , pois maior será o braço do binário. O momento “estabilizante” será um sistema de forças aplicadas ao arco de forma a contrariar o momento “derrubante”. O equilíbrio destes momentos será foco primordial no estudo deste novo conceito.

4.2.2 TABULEIRO

O tabuleiro formando parte da estrutura, têm como função suportar as cargas solicitantes e, encaminhá-las para os apoios (pilares), ou elementos de suspensão (tirantes/pendurais). Neste modelo, o tabuleiro será dividido em tramos equidistantes. A laje do tabuleiro será assente sobre vigas longitudinais designadas como longarinas e, para as quais encaminhará os esforços absorvidos. As vigas transversais conhecidas como carlingas, consideram-se o apoio das longarinas e farão a condução dos esforços absorvidos, para os devidos apoios, ou para os elementos de suspensão.

Num segmento do tabuleiro suspenso, em diferentes momentos, as carlingas irão transmitir diferentes esforços, ou seja, estando descarregado a transmissão de esforços aos tirantes ou pilares será menor comparado com o momento em que o segmento do tabuleiro se encontrar carregado, logo a transmissão de esforços será maior, devido ao acréscimo de carga.

Em função do carregamento, os tirantes irão oscilar num intervalo de tensões, sendo o valor mínimo resultante do somatório do peso próprio e restantes cargas permanentes, referente a cada segmento de tabuleiro e, o valor máximo resultante do acréscimo das cargas solicitantes.

Recorrendo à *Lei de Hooke*, obtemos a deformação sob o carregamento axial nos tirantes, em função do carregamento que o tabuleiro estiver sujeito. A Figura 4.8 apresenta, no tabuleiro à esquerda o elemento descarregado, tratando-se como “estado de repouso” e no tabuleiro à direita o elemento completamente

carregado definido como “estado ativo máximo”, sendo ΔP a designação de variação de carga no tabuleiro e δp o acréscimo de deslocamento vertical produzido pela variação de carga

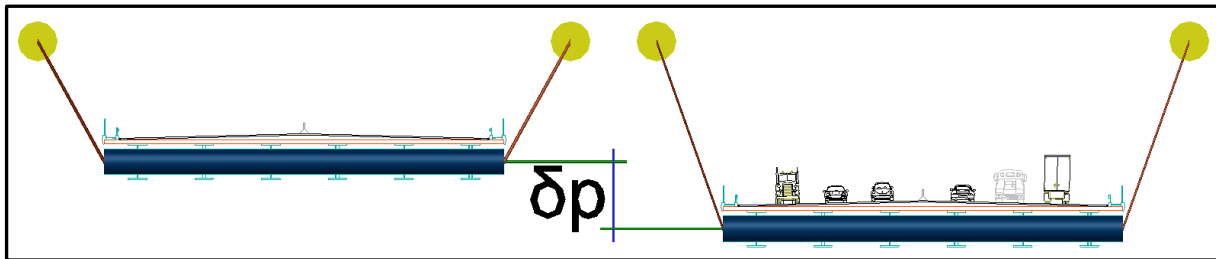


Figura 4.8 - Deslocamento no tabuleiro devido à variação de carga

A deformação nos tirantes está associada ao alongamento que os mesmos sofrem, no instante do carregamento devido às ações variáveis rodoviárias. Assim, a figura 4.9 ilustra esse alongamento em causa, para os dois momentos distintos, “estado de repouso” e “estado ativo máximo”. A salientar que embora não seja contemplado, é sabido que os tirantes sofrem deformação axial inicial, devido ao peso próprio e às restantes cargas permanentes, ou seja, tem instalada uma pré-carga devido ao conjunto de cargas mencionadas, assim a variação de Δl apresentada, corresponde somente à variação das cargas variáveis rodoviárias.

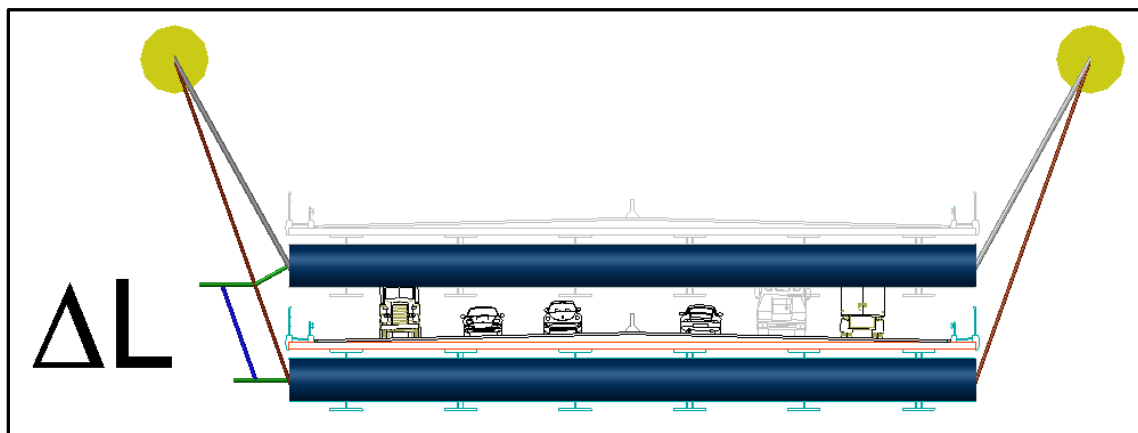


Figura 4.9 - Alongamento nos tirantes devido à variação de carga

Segundo a *Lei de Hooke*:

$$\sigma = E \epsilon \Leftrightarrow E = \frac{\sigma}{\epsilon} = \frac{P}{AE} \quad (4.1)$$

Definição de extensão:

$$\varepsilon = \frac{\Delta l}{L} \quad (4.2)$$

Deformação expressa para cada tirante dum segmento de tabuleiro:

$$\Delta l = \frac{\Delta PL}{2AE} \quad (4.3)$$

4.2.3 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA GLOBAL

Após a breve abordagem aos arcos e ao tabuleiro, seguimos para a ligação entre ambos, analisando-se o conceito numa visão geral.

Pode-se destacar que o arco apresentado nas condições de apoio expostas em 4.2.1, trata-se de um elemento instável, quando solicitado por forças horizontais, no entanto, essa instabilidade pode ser controlada por um sistema de forças que contrarie esse fenómeno e o contrabalance.

Contudo, o tabuleiro para manter a sua cota inicial, tratado em 4.2.2, poderá necessitar de um algoritmo de controlo de posição, pois o alongamento dos tirantes devido ao carregamento, irá desajustar o tabuleiro da sua cota de projeto.

Reunindo estas duas observações sobre a estrutura, considera-se que poderá ser necessário gerar um algoritmo de controle para o derrube do arco e similarmente um algoritmo de controle de posição, para controlar a posição do tabuleiro.

Começou-se por analisar os dois momentos opostos num corte transversal do modelo, o “estado de repouso” e o “estado ativo máximo”, para inclinações do arco diferentes.

4.2.3.1 Arco inclinado com ângulo Φ constante

Para o arco inclinado com ângulo Φ constante (apoio com rotação impedida), teremos uma cota do tabuleiro igual a H_i e um ângulo Ω_i medido entre a posição do arco e um plano vertical concorrente na extremidade do tabuleiro, como ilustra a Figura 4.10 (figura simétrica). Este esquema refere-se ao instante com o tabuleiro no “estado de repouso”.

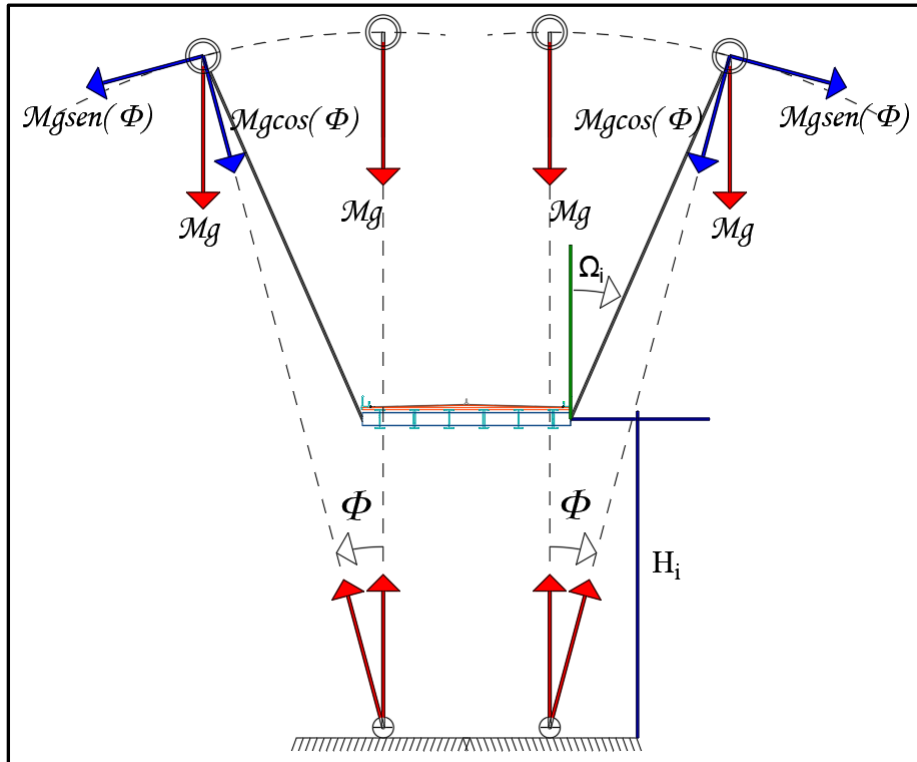


Figura 4.10 - Instante com tabuleiro em “estado de repouso”

No instante oposto, “estado ativo máximo”, o tabuleiro irá descarregar os esforços afetos às cargas de tráfego e, quando essa condução de esforços chegar aos elementos de suspensão irá ampliar a sua tensão, provocando consequentemente alongamento longitudinal nos tirantes. Essa deformação nos elementos despoletará o desfasamento da cota de projeto do tabuleiro, provocada pela variação de carga. A cota do tabuleiro final (H_f) será igual à cota inicial (H_i) menos o deslocamento vertical (δp), devido à variação de carga (ΔP), ou seja:

$$H_f = H_i - \delta p \quad (4.4)$$

A Figura 4.11 apresenta o tabuleiro em carga máxima e, na condição de Φ constante verificamos que o ângulo do tirante (Ω_f) diminui devido ao alongamento logo, Ω_i maior que Ω_f ($\Omega_i > \Omega_f$).

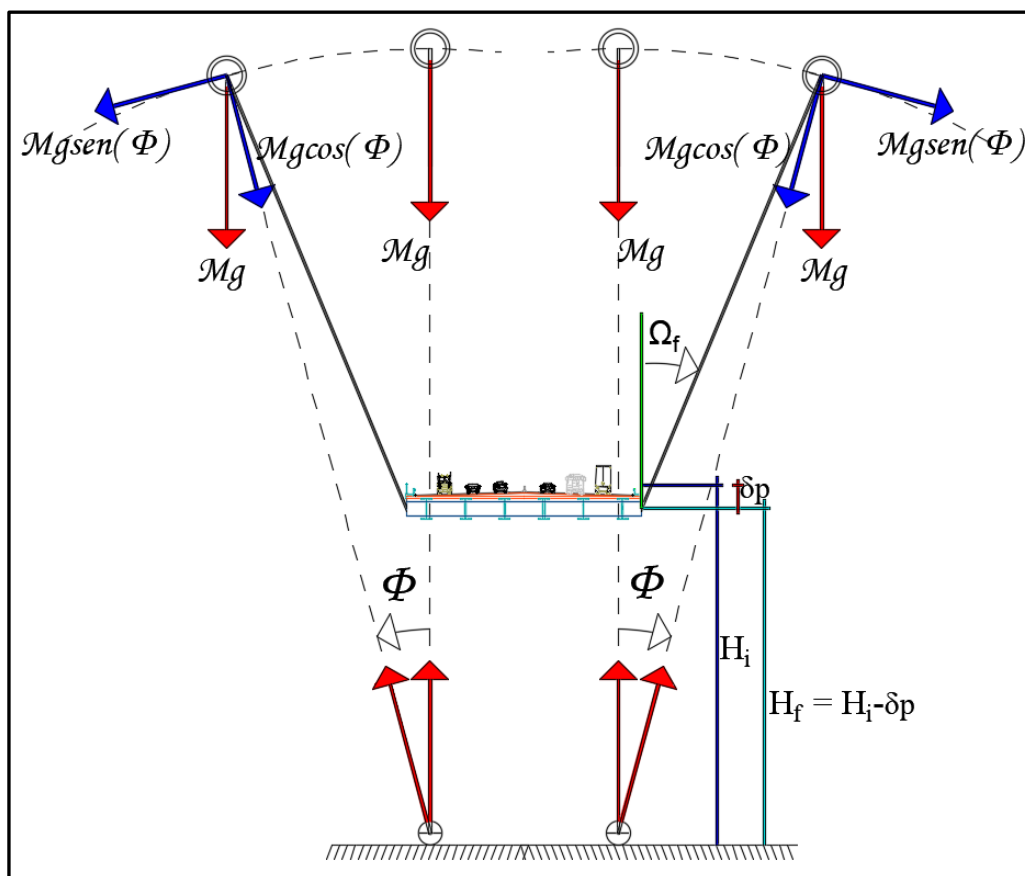


Figura 4.11 - Instante com tabuleiro em “estado ativo máximo”

4.2.3.2 Arco inclinado com ângulo Φ variável

Repor a cota de projeto do tabuleiro numa situação de carga máxima, implica efetuar o “puxe” dos tirantes, até que o tabuleiro alcance a cota inicial (H_i) através de um sistema de controle, implicando um encurtamento dos tirantes de modo a compensar o alongamento e reposicionar o tabuleiro, ou alterar a posição geométrica dos arcos, fazendo uma rotação para o exterior de forma a impor o “puxe” aos tirantes compensando a deformação axial e recolocando a altura da plataforma.

Neste âmbito, a participação dos arcos considera-se um papel essencial, para tratar a variação de cotas devido ao alongamento dos tirantes após o carregamento da estrutura. A “manobra” para repor a altura do tabuleiro, será rodar os arcos para o exterior de forma a este, impor um “puxe” nos tirantes e, reposicionar a cota pretendida, usufruindo então da contribuição da massa dos arcos como energia potencial gravítica, gerando o aumento do “momento derrubante”, de modo a regularizar a cota de projeto do tabuleiro, tal como poderemos visualizar na Figura 4.12. Contudo, este caso necessitará da participação direta de um sistema de controle, para decidir e atuar conjuntamente com a estrutura base, no instante preciso.

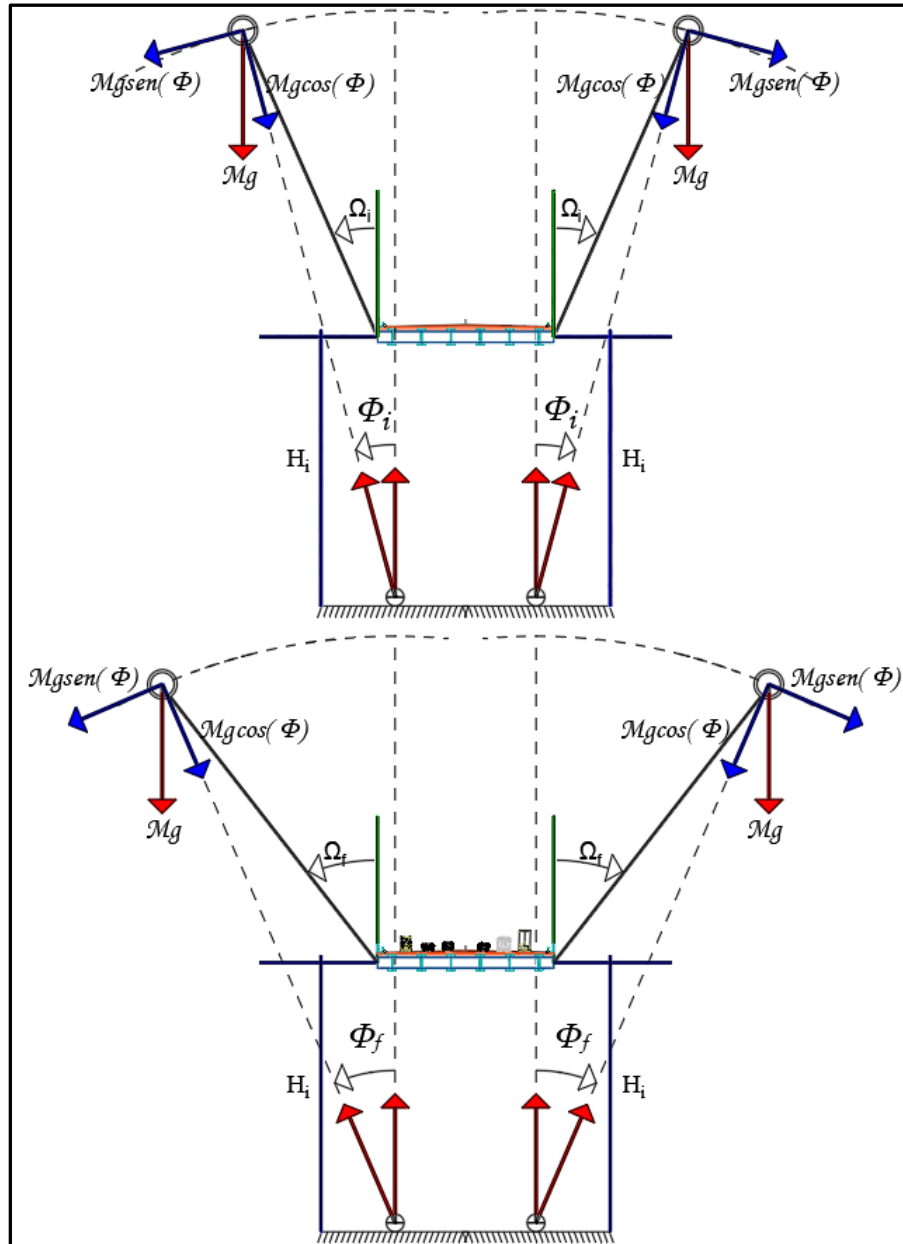


Figura 4.12 - Rotação imposta no arco de forma a controlar a cota de projeto do tabuleiro

A harmonia da estrutura considera-se função de duas variáveis, a inclinação dos arcos (ângulo Φ) e a variação de carga, proveniente das cargas variáveis rodoviárias (ΔP). Para as condições anteriormente tratadas os ângulos Φ e Ω são variáveis, para o intervalo $[\Phi_i, \Phi_f]$ e $[\Omega_i, \Omega_f]$ sendo Φ_i menor que Φ_f e Ω_i menor que Ω_f ($\Omega_i < \Omega_f$ e $\Phi_i < \Phi_f$).

Neste princípio pretende-se estudar o equilíbrio das forças aplicadas ao arco inclinado para um ângulo Φ_i ou seja, no “estado de repouso” o ângulo Φ_i será o barómetro do equilíbrio entre o “momento estabilizante” e o “momento derrubante”, logo igualando os dois momentos obtém-se para o “estado de repouso” o ângulo Φ_i .

4.2.4 ANÁLISE GEOMÉTRICA

Com o desenvolvimento desta análise pretende-se obter, em primeira instância, o ponto de equilíbrio entre o momento derrubante e o momento estabilizante, para o “estado de repouso”, ou seja, determinar o ângulo Φ_i para o qual o binário das forças derrubantes e estabilizantes se igualam, em relação ao eixo de rotação dos arcos.

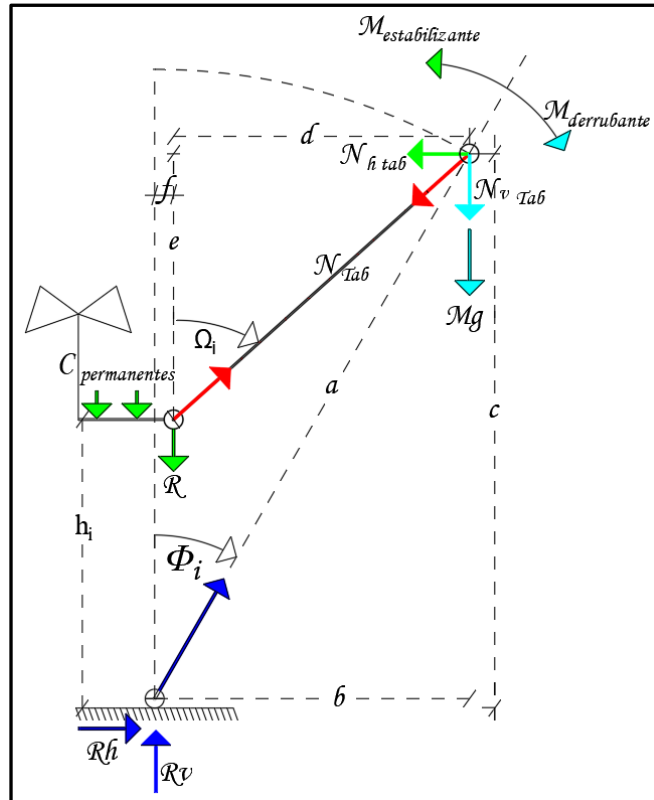


Figura 4.13 - Esquema de forças para análise do modelo de equilíbrio

Considerando-se seguidamente uma análise genérica, com metade de um segmento transversal do modelo, dado este ser simétrico, como ilustra a Figura 4.13. Assim, igualando-se o momento “estabilizante” ao momento “derrubante” vem:

$$\begin{aligned}
 &\Rightarrow M_{\text{estabilizante}} = M_{\text{derrubante}} \Leftrightarrow \\
 &\Leftrightarrow Mg \times b + N_{v \text{ tab}} \times b = N_{h \text{ tab}} \times c \Leftrightarrow \\
 &\Leftrightarrow b \times (Mg + N_{v \text{ tab}}) = N_{h \text{ tab}} \times c \Leftrightarrow \\
 &\Leftrightarrow a \times \sin(\Phi_i) \times (Mg + N_{v \text{ tab}}) = N_{h \text{ tab}} \times a \times \cos(\Phi_i) \Leftrightarrow \\
 &\Leftrightarrow a \times \sin(\Phi_i) \times (Mg + N_{\text{tab}} \times \cos(\Omega_i)) = N_{\text{tab}} \times \sin(\Omega_i) \times a \times \cos(\Phi_i) \Leftrightarrow \\
 &\Leftrightarrow a \times \sin(\Phi_i) \times (Mg + \frac{R}{\cos(\Omega_i)} \times \cos(\Omega_i)) = \frac{R}{\cos(\Omega_i)} \times \sin(\Omega_i) \times a \times \cos(\Phi_i) \Leftrightarrow \\
 &\Rightarrow a \times \sin(\Phi_i) \times (Mg + R) = R \times \tan(\Omega_i) \times a \times \cos(\Phi_i) \Leftrightarrow
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \left\{ \frac{1}{a \times \cos(\Phi_i)} \right\} (x) &\Rightarrow a \times \sin(\Phi_i) \times (Mg + R) = R \times \tan(\Omega_i) \times a \times \cos(\Phi_i) \Leftrightarrow \\
 \tan(\Phi_i) \times (Mg + R) &= R \times \tan(\Omega_i) \Leftrightarrow \\
 \Leftrightarrow \tan(\Phi_i) \times (Mg + R) &= R \times \tan\left(\cot\left\{\frac{d}{e}\right\}\right) \Leftrightarrow \\
 \Leftrightarrow \tan(\Phi_i) \times (Mg + R) &= R \times \tan\left(\cot\left\{\frac{b-f}{c-hi}\right\}\right) \Leftrightarrow \\
 \Leftrightarrow \tan(\Phi_i) \times (Mg + R) &= R \times \left\{\frac{b-f}{c-hi}\right\} \Leftrightarrow \\
 \Leftrightarrow \tan(\Phi_i) \times (Mg + R) &= R \times \left\{\frac{a \times \sin(\Phi_i) - f}{a \times \cos(\Phi_i) - hi}\right\} \Leftrightarrow
 \end{aligned}$$

Continuando o desenvolvimento obteve-se:

$$\Leftrightarrow (a \times Mg \times \sin(\Phi_i) + f \times R) \times \cos(\Phi_i) - hi \times \sin(\Phi_i) \times (R + Mg) = 0 \quad (4.5)$$

O desenvolvimento do equilíbrio de momentos para um segmento transversal genérico, demonstra que para o “estado de repouso”, introduzindo-se as variáveis pré-definidas pelo projetista sendo, o conjunto “a”, “f” e “hi” distâncias conhecidas relativas à geometria do modelo e as variáveis “Mg” e “R” referentes às forças do peso do arco (peso próprio) e peso do tabuleiro (peso próprio + restantes cargas permanentes) respetivamente, obtemos através da equação 4.5 o ângulo Φ_i que aponta a inclinação para o equilíbrio das ações autuantes.

Nesse caso, conhecendo os *inputs* sendo estes, as variáveis (“R” e “Mg”) e as variáveis afetas à geometria do modelo (“a”, “f” e “hi”), o *output* desta equação será o ângulo Φ_i .

Contudo, verifica-se que para o modelo em estudo nesta dissertação, os tramos do tabuleiro acima do arco, não se encontram apoiados no arco, logo a sua participação para o equilíbrio não será contabilizada. Em suma, toda a extensão do arco será contabilizada para os efeitos do momento derrubante e, somente os tramos do tabuleiro abaixo do arco irão ser participativos no cálculo do momento estabilizante. Denota-se que nesta etapa da análise, o peso dos pendurais foi desprezada.

Após a determinação do ângulo de equilíbrio (Φ_i) para o "estado de repouso", pelas condições anteriormente tratadas e, caso o estudo determine necessário, deve definir-se como reajustar o tabuleiro, devido à variação de carga afeta ao tráfego rodoviário.

Assim, uma solução apresentada para encarar a variação de peso devido à sobrecarga rodoviária (ΔP), considera-se impondo uma nova rotação ao arco ($\Delta \Phi$), devidamente controlada por um sistema de controle inerente, de forma a compensar a estrutura, de modo a esta dar a resposta às solicitações impostas e reajustar-se devido às deformações causadas. Este processo será avaliado posteriormente para modelo em estudo.

A definição do tipo de sistema de controle será estabelecida após a análise de resultados obtidos no final do estudo.

5

MODELAÇÃO E ANÁLISE DA INFLUÊNCIA GEOMÉTRICA DA ESTRUTURA

5.1 NOTA INTRODUTÓRIA

O principal foco da modelação consiste em obter a informação, para qualificar a tomada de decisão. Contudo, o “modelo ideal” considera-se o mais simples que permita, com a adequada aproximação realizar a análise pretendida. O tipo de modelação definiu-se tendo em conta a focalização nos *outputs* [19].

O estudo desenvolvido neste trabalho constitui uma obra-de-arte, integrada num itinerário principal rodoviário, sujeito a uma capacidade de tráfego elevado. O tipo de modelo considerado tem que ver com uma estrutura mista (aço + betão), constituída por dois arcos laterais inclinados para o exterior em aço, com um tabuleiro a nível intermédio formado por uma laje em betão e vigas longitudinais e transversais em aço.

Para a formulação numérica computacional, realizou-se um tipo de modelo 3D de barras juntamente com modelo de elementos finitos em casca (*3D Bar elements + Shell finite elements*), de modo a obter uma análise global e local da ponte, em função dos elementos a serem analisados.

Através da análise global da estrutura, avaliou-se os esforços, deslocamentos e deformações a atuarem nos elementos constituintes da estrutura base.

Para a realização da análise global utilizaram-se programas de cálculo automático *SAP2000 v19.2.2 Ultimate* e *CSIBridge 2017*, os quais permitiram realizar análises estáticas e dinâmicas, bem como o dimensionamento das secções, análise de tensões e deformações.

Para o estudo efetuou-se uma análise em regime linear. A importância desta modelação reside no facto de obter essencialmente os esforços e deformações da estrutura base, sob a ação do peso próprio, restantes cargas permanentes e sobrecargas rodoviárias.

Realizou-se com auxílio do programa de desenho *Autodesk AutoCAD 2018 – STUDENT VERSION*, um modelo em 3D e os respetivos perfis transversais e longitudinais. Considerou-se importante no traçado das linhas de influência, para a análise transversal do tabuleiro, pois com essa projeção foi possível determinar a área de influência para os diferentes tipos de carregamentos.

5.2 CARACTERIZAÇÃO DA PLATAFORMA RODOVIÁRIA

5.2.1 PLATAFORMA

A plataforma de comunicação para a qual esta ponte se desenvolve, insere-se numa rede de autoestrada urbana, também com função interurbana. A principal função desta prende-se com a distribuição do tráfego local (metropolitano) e de atravessamento (interurbano). Caracteriza-se pelo elevado volume de tráfego, incluindo tráfego de médio e longo curso. Neste sentido, privilegiou-se a capacidade de escoamento e não a velocidade de circulação.

O tabuleiro detém uma extensão longitudinal de 550,0m, e a sua secção transversal tem um comprimento de 30,0m. A definição da plataforma obteve-se como base nas características técnicas das autoestradas urbanas nacionais e, no respetivo perfil transversal tipo. Os parâmetros de referência apresentam-se no Quadro 5.1.

Quadro 5.1 - Características técnicas das autoestradas urbanas [41]

Nível de serviço	Velocidade máxima de circulação	Velocidade base	Parâmetros Geométricos								Distância entre nós
			Planta	Perfil Longitudinal			Perfil Transversal				
				Raio mínimo	Inclinação máxima	Raio convexo mínimo	Raio côncavo mínimo	Largura das vias	Separador Central	Berma	
									Esq	Dir	
C/D	80 km/h	80 km/h	240 m (*)	6%	9000 m	5500 m	3,50 m	≥ 0,6 m	1,00 m	2,00 m (**)	1,5 km

(*) – Só podem ser utilizados quando associados a inclinações longitudinais máximas de 5%.

(**) – Valor mínimo para exercer a função de via adicional de emergência.

No modelo, considerou-se um nível de serviço tipo C, caracterizando-se este pelo regime de escoamento livre, com condições de circulação medianas e um escoamento estável. Adotou-se uma velocidade base e máxima de circulação de 80 km/h. Os restantes parâmetros geométricos apresentam-se na solução do perfil transversal criada para esta solução, exposta na Figura 5.22, realizada através do software de desenho *Autodesk AutoCAD 2018*. Contudo, a mesma rege-se com base no perfil transversal tipo de autoestrada urbana, como mostra a Figura 5.1.

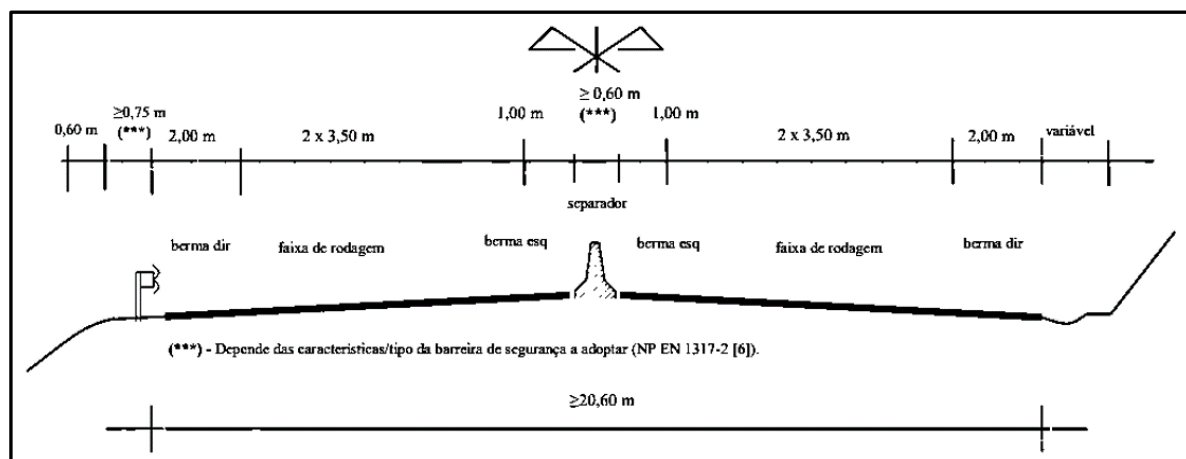


Figura 5.1 - Perfil transversal tipo de autoestrada urbana [41]

A plataforma divide-se através de uma linha de separadores *NewJersey*, localizados no centro desta, que dão origem a 2 faixas de rodagem, uma para cada sentido. Contudo, considera-se que os separadores poderão, em caso de reparação das vias, ou outro motivo válido excecional, sofrer variações no que respeita ao seu posicionamento.

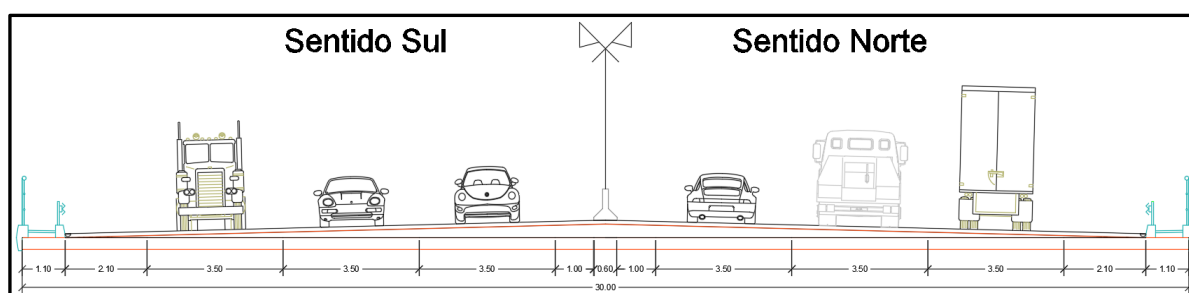


Figura 5.2 -Perfil transversal

Cada faixa encontra-se dividida em 3 vias de 3,5 m mais uma via adicional de emergência com 2,1m. A berma interior possui 1,0m e o conjunto lancil, guarda de segurança, passeio, viga de bordadura e guarda-corpos, tem uma distância 1,1m. No passeio considerou-se uma largura de 0,7m. Todavia este não será de acesso público, mas encontra-se reservado para serviços técnicos.

A plataforma insere-se num alinhamento reto e, o declive transversal obteve-se em função do tipo de pavimento considerado. Adotou-se para este caso, um tipo de pavimento flexível (betão betuminoso), com uma espessura de 0,1m para a camada superficial de desgaste mais impermeabilização, assim para a inclinação transversal considerou-se 2,5%.

Quanto ao perfil longitudinal da plataforma, optou-se por 2 traneis circunscritos num alinhamento reto, com 225m de extensão cada um, com um raio convexo igual a 45000m. Considerou-se 0,5% a inclinação mínima para efeitos de drenagem superficial.

5.3 MODELAÇÃO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

5.3.1 MODELO GERAL

Em primeiro lugar, efetuou-se um modelo simples, de modo a realizar uma análise transversal do tabuleiro, recorrendo a um modelo de elementos finitos de casca para reproduzir a laje, juntamente com um modelo de barras tratando as longarinas e carlingas, de modo a avaliar-se a distribuição dos esforços na secção transversal, provocados pelas ações solicitantes referentes às cargas permanentes e variáveis.

Na modelação considerou-se, o tabuleiro composto por 22 tramos iguais, como ilustra a Figura 5.3. Após a criação de um tramo, replicou-se o mesmo, até perfazer o comprimento longitudinal total.

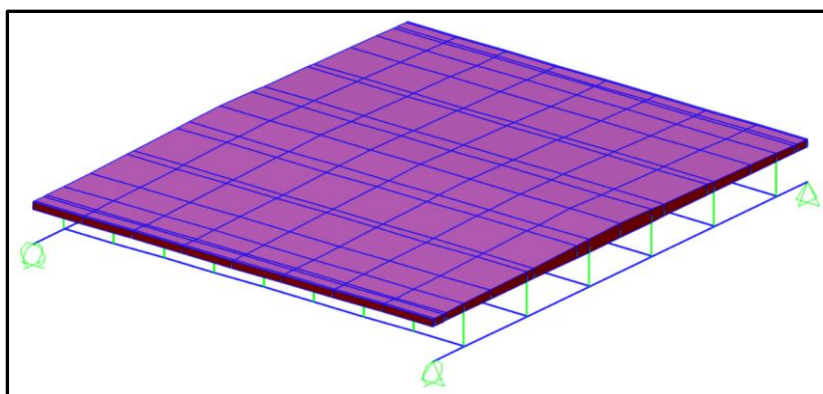


Figura 5.3 - Modelo de análise genérico dum tramo do tabuleiro

Cada tramo define-se com uma laje de 25,0x30,0m, apoiada sobre vigas longitudinais. As vigas longitudinais com uma extensão de 25,0m, encontram-se apoiadas nas suas extremidades nas carlingas. Relativamente às carlingas dispostas de 25,0 em 25,0m consideraram-se apoiadas sobre apoios simples, ou suspensas por pendurais.

Depois da realização do modelo inicial ligou-se as carlingas aos arcos, gerando um modelo global 3D de barras mais um modelo de elementos finitos em casca, de modo a verificar o comportamento da estrutura e dimensionar os elementos da mesma.

Seguidamente, apresenta-se a modelação dos elementos principais do modelo estrutural, sendo estes: o elemento laje, longarinas, carlingas, pendurais e arcos.

Na modelação efetuada, não foi realizado o dimensionamento dos elementos de apoio (pilares), nem os viadutos de acesso à ponte tal como os respetivos encontros. Considerou-se que no âmbito da dissertação esse estudo não seria primordial, devendo claramente ser tratado posteriormente de forma rigorosa em desenvolvimentos futuros.

5.3.2 LAJE

Tendo em atenção a função da laje e, com base no comprimento, largura do vão, tipo de tráfego e no tipo de sistema estrutural, adotou-se uma espessura de laje de betão de 40 cm. Admitiu-se uma classe de exposição XC4, que verte a um cenário de agressividade ambiental média, correspondendo à corrosão induzida por carbonatação, segundo a EN 206-1. Considerou-se 4 cm de recobrimento na parte superior

e inferior. Admitiu-se uma armadura com um diâmetro de 20 mm ($\Phi 20$), a altura útil da seção transversal da laje (d), possui um mínimo de 35 cm.

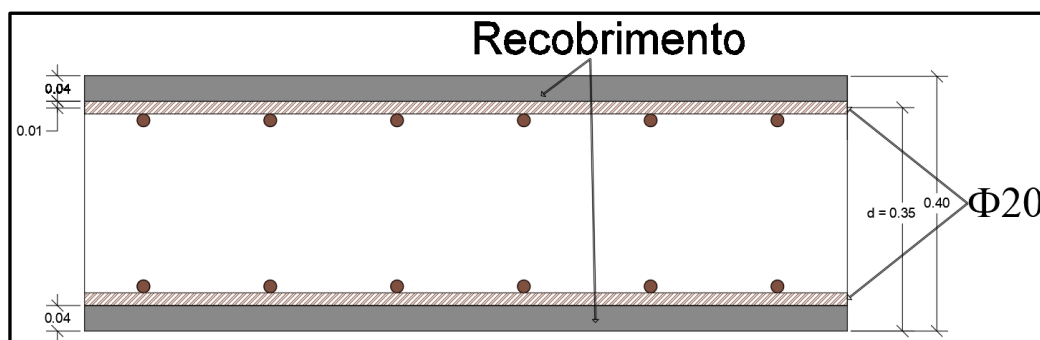


Figura 5.4 - Secção transversal laje

O seguinte procedimento consiste em estimar a armadura longitudinal e transversal, superior e inferior para a laje do tabuleiro

Considerou-se o comprimento da laje do tabuleiro repartido longitudinalmente, conforme anteriormente exposto em 5.3.1, em elementos com 25,0x30,0m, equivalente à distância entre apoios, ou elementos de suspensão, divididos através de juntas de dilatação, a cada 25,0m, de modo a estimar os esforços atuantes.

Deste modo, a análise da laje efetuada, focou-se primeiramente num desses elementos. Encontrando-se apoiada sobre as longarinas, porém quando analisada transversalmente o tipo de apoio que as longarinas asseguram, definem-se como apoios elásticos (molas).

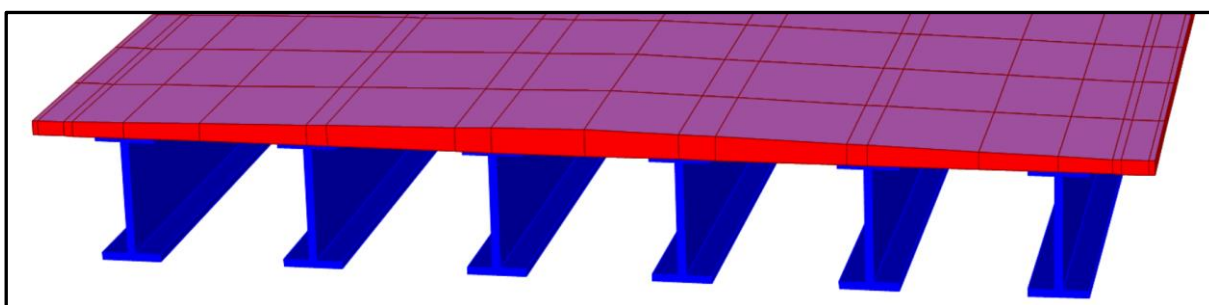


Figura 5.5 - Modelo de análise da laje apoiada nas longarinas

Numa análise mais avançada, utilizou-se o modelo tridimensional, através do programa de análise estrutural, de forma a determinar os esforços de dimensionamento mais próximos da realidade e, particularmente relevante para as ações de carga concentradas dos veículos tipo regulamentares.

Um aspeto relevante nesta abordagem da laje foi o facto de esta se encontrar repartida ao longo da sua extensão, através de juntas. No modelo de cálculo, a forma de reproduzir esse efeito foi importante, pois a variação de esforços alterava sensivelmente o comportamento da estrutura, ou seja, tratou-se de considerar uma laje com continuidade em toda a sua extensão, ou repartida. Para o caso de estudo adotou-se a solução repartida.

Assim, dividiu-se a malha de elementos finitos de cada painel em toda a largura, nas extremidades de contacto com os painéis adjacentes, gerando-se uma malha, com 0,05m de comprimento, percorrendo a extensão transversal total, como poderemos visualizar na Figura 5.6.

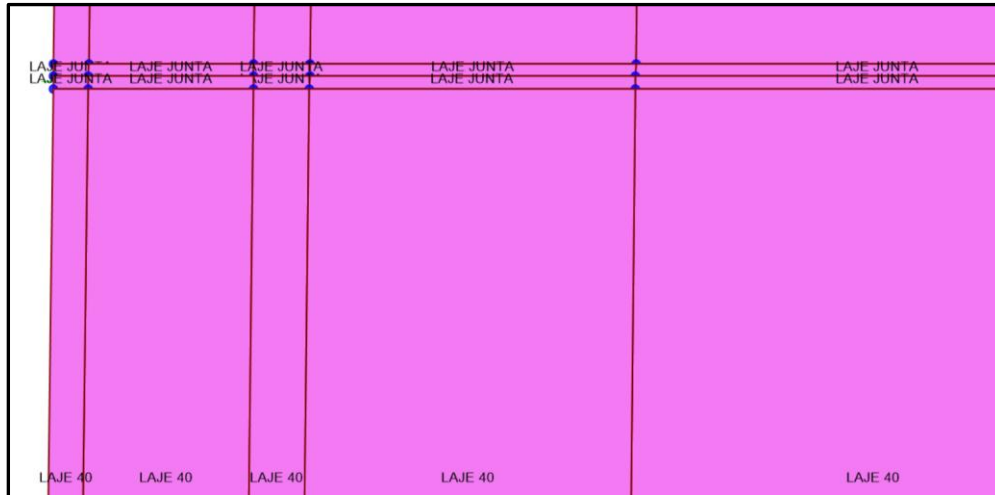


Figura 5.6 - Painel de laje com efeito de junta elástica

A forma de reproduzir este efeito, tratou-se em dar novas propriedades aos elementos finitos definidos como “laje junta”. No programa reduziu-se as propriedades desses elementos finitos, concretamente o fator correspondente aos momentos e esforços transversos, adotando-se um valor infinitesimal (*Define Section Properties Area Section Property/stiffness Modification Factor*).

O modelo de cálculo na laje sofreu variações, devido ao aumento necessário do número de vigas longitudinais, passando-se de 4 vigas longitudinais para 6, assim com o aumento do número de longarinas, reduziu-se a relação comprimento/largura, harmonizando um melhor funcionamento da laje.

Embora seja definido o perfil longitudinal da plataforma, concretamente a inclinação dos dois traineis para efeitos drenagem, no programa de cálculo estrutural considerou-se o tabuleiro todo à mesma cota, de forma a simplificar o modelo de análise.

5.3.3 VIGAS LONGITUDINAIS

As vigas longitudinais, também conhecidas na engenharia de pontes como longarinas, encontram-se apoiadas em vigas transversais a cada 25,0 m sucessivamente. Estas servem de apoio à laje, logo, tratando-se de uma estrutura mista de aço-betão, a adoção de perfis metálicos considera-se uma prática corrente. Para este pré-dimensionamento, analisou-se *a priori* um tramo, com 4 longarinas de perfis tipo “I” com uma distância transversal de 7,5 m entre ambos.

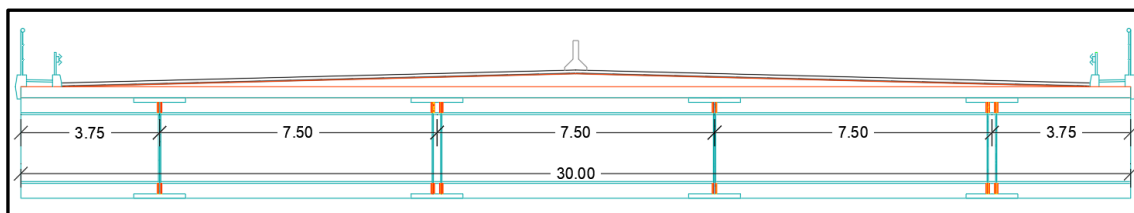


Figura 5.7 - Secção transversal tabuleiro

Em relação à secção transversal das longarinas, considerou-se numa abordagem primária uma solução inspirada na área da engenharia mecânica, concretamente em “correntes de transmissão” usadas por exemplo em velocípedes. Ou seja, a ligação entre longarinas seria formada, através de uma união “macho-fêmea”. Consideraram-se dois tipos de longarina, sendo uma “macho” e outra “fêmea”, ambas com as mesmas características, em termos de área e inércia segundo o eixo forte.

Contudo, a alma da longarina fêmea pretender-se-ia dividir em duas e, a soma das duas espessuras seria equivalente à espessura da longarina “macho”. O afastamento de almas na viga “fêmea” adotada seria equivalente à espessura da alma da viga “macho”, formando-se uma ligação justa, fortalecendo-se mutuamente a esforços de torção. Apresenta-se na Figura 5.8 os dois tipos de longarinas em destaque.

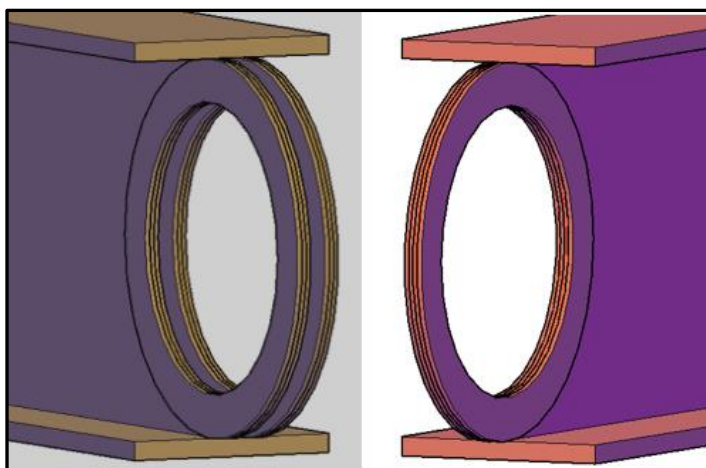


Figura 5.8 - Longarina “fêmea” e “macho”

Todavia, com este conceito inovador seria necessário posicionar-se as longarinas numa forma alternada, do género “tabuleiro de xadrez”, como podemos observar na Figura 5.9.

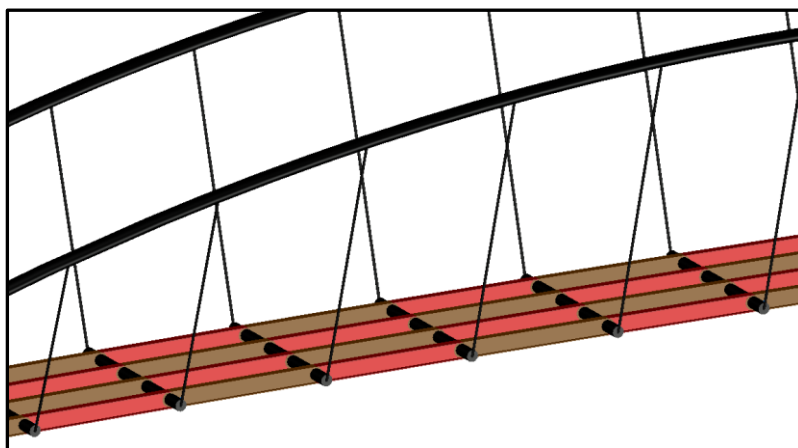


Figura 5.9 - Disposição das longarinas “fêmeas” e “machos”

Conhecido por “pino” em “correntes de transição”, neste caso tratar-se-ia da viga transversal. O intuito desta ligação passaria por retirar vantagem na harmonização da ligação, conforme referido anteriormente e, caso fosse necessário reajustar a inclinação dos traneis, as ligações nas vigas longitudinais permitiriam essa rotação sem provocar esforços internos. Ou seja, este sistema permitiria alterar a inclinação dos traneis (recolocando a cota do tabuleiro), por menos de 0,5mm de incremento a cada diâmetro de abertura da longarina (Figura 5.8). O gráfico apresentado, estabelece no eixo das abcissas a extensão do tabuleiro suspenso em metros e, no eixo das ordenadas a variação de cotas do tabuleiro em função das diferentes inclinações dos traneis apresentadas em metros.

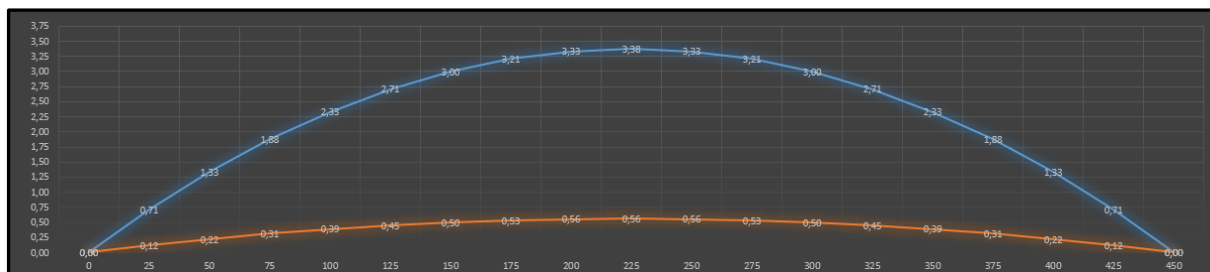


Figura 5.10 - Variação da cota e extensão do tabuleiro para diferentes inclinações

Quadro 5.2 - Quadro de inclinações/extensão total do tabuleiro suspenso

Inclinação dos traneis (%)	Extensão do tabuleiro suspenso (m)
0,0	450,0000
0,5	450,0019
3,0	450,0673

Observou-se que a extensão longitudinal varia pouco, quando comparada com a variação de cota para as diferentes inclinações.

Embora não seja considerado neste estudo o processo construtivo, esta solução não foi adotada devido à difícil exequibilidade de construção e incerteza no sistema. Na solução, estabeleceu-se apenas a inserção de longarinas em perfil I clássico (longarina “macho”).

Contudo, definiu-se para o estudo que as vigas longitudinais apoiam nas vigas transversais através do atravessamento da viga transversal pela alma das longarinas, assim, deve-se especial atenção para a verificação ao esforço transversal nas zonas de apoio, devido à perda de secção transversal das longarinas. Para melhor percepção, apresenta-se na Figura 5.11, uma imagem retirada do modelo desenhado em 3D, construído através do software *Autocad*.

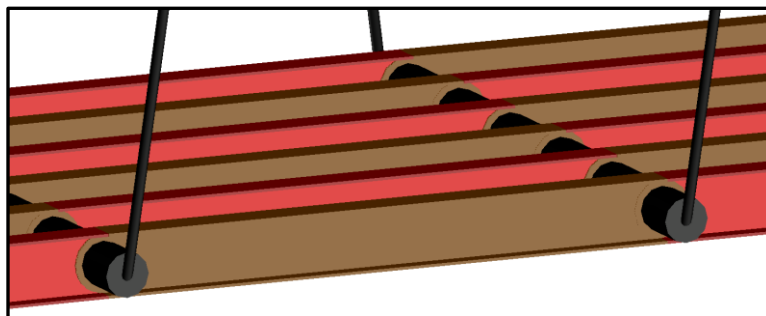


Figura 5.11 - Ligação de apoio entre longarinas e carlinga”

Considerando-se um modelo simples, adotou-se numa primeira fase perfis “I” clássico com 2000 mm para altura da alma e espessura de 8 mm, para o banzo inferior e superior considerou-se uma largura de 1000 mm e espessura de 8mm.

De modo a reproduzir este modelo no programa de cálculo, foi necessário ter em atenção alguns critérios, nomeadamente o tipo de ligação entre o elemento laje e as longarinas, o posicionamento dos eixos baricêntricos, o tipo de modelo de barras que mais se aproximaria da realidade e por fim, o tipo de ligação permitida entre as longarinas e as vigas transversais de apoio.

A decisão inicial tratou-se em considerar ou não, dois conceitos importantes em estruturas mistas, a conexão e interação entre a laje e os perfis. A conexão relaciona-se diretamente com a força desenvolvida entre os dois materiais e, concludentemente com a sua resistência. Enquanto que a interação está relacionada com o escorregamento, verificado entre os dois na interface e, consequentemente com a rigidez do meio de conexão. Assim, adotou-se uma conexão e interação total.

Na modelação, o programa de cálculo define automaticamente a posição do eixo baricêntrico da laje coincidente com o eixo do perfil, desse modo alterou-se o eixo da laje em relação ao eixo dos perfis, ou seja, no programa de cálculo SAP2000, criou-se um “*offset*” posicionando-se a laje, à face do topo do banzo da longarina (*Assign Frame Insection Point (Top Center)*), tal como ilustra a Figura 5.12 retirada do modelo realizado.

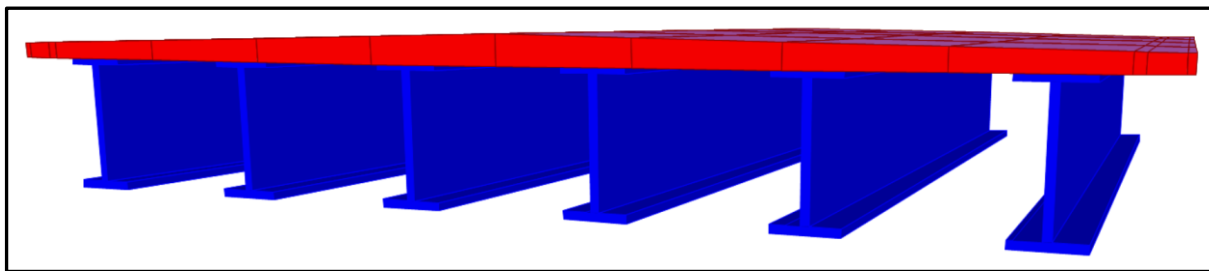


Figura 5.12 - Secção transversal laje-longarina modelo de calculo ("offset")

Confirmou-se em análises simples que, o posicionamento da laje, face aos perfis teria uma influência muito significativa nos esforços inerentes, tal como seria de esperar. A ligação entre as vigas longitudinais e transversais a nível modelar, possuem forte influência no dimensionamento da estrutura, diminuindo, ou aumentando a rigidez desta, podendo levar a interpretações incorretas dos esforços reproduzidos pelo modelo de calculo.

Este fenómeno encontra-se associado às características estabelecidas para as barras. Assim, na modelação global da estrutura, consideram-se nós que permitem rotação nas suas extremidades (*Assign Frame Release*).

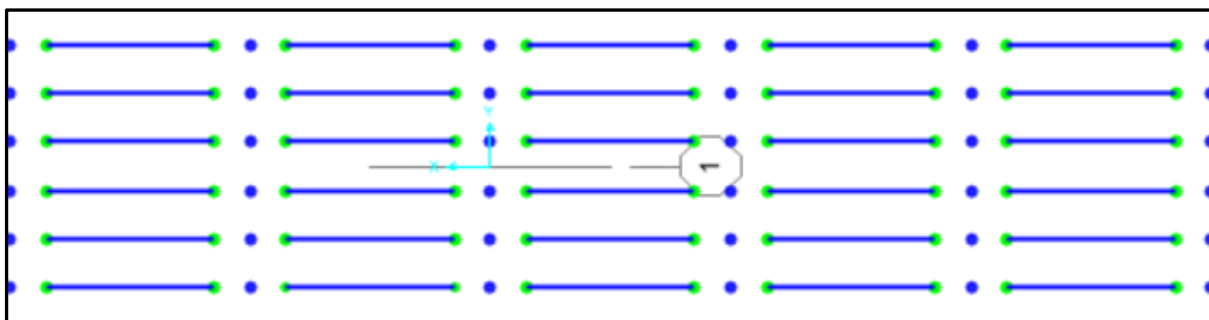


Figura 5.13 - Vista em planta da ligação da longarina no modelo de calculo ("Assign Frame Release")

Anteriormente mencionou-se a perda de secção das longarinas nos apoios, devido ao atravessamento das carlingas, resultando na perda de secção transversal da alma. No entanto, na modelação das barras referentes às longarinas, estas foram consideradas sem interrupção de secção das mesmas, de modo a simplificar-se este aspeto nesta fase do estudo. Contudo, sabe-se que numa modelação mais aprofundada, deveria ter-se dividido a barra, de forma a atribuir as diferentes propriedades a cada segmento.

Após efetuada uma análise global tridimensional, observou-se que a solução adotada não era suficiente para resistir aos esforços aplicados, devidos às cargas solicitantes. Sendo esta uma estrutura hiperestática, somente após várias iterações decorridas no *software* de calculo analítico *SAP2000*, determinou-se uma solução capaz de suportar as cargas atuantes.

A solução para a secção transversal levou a um aumento no número de longarinas, passando-se de 4 para 6 vigas longitudinais, com 5 m de distância entre si. Salienta-se que a seção transversal das longarinas, ilustrada na Figura 5.14, não corresponde à seção final, sendo esta apresentada na Figura 5.15.

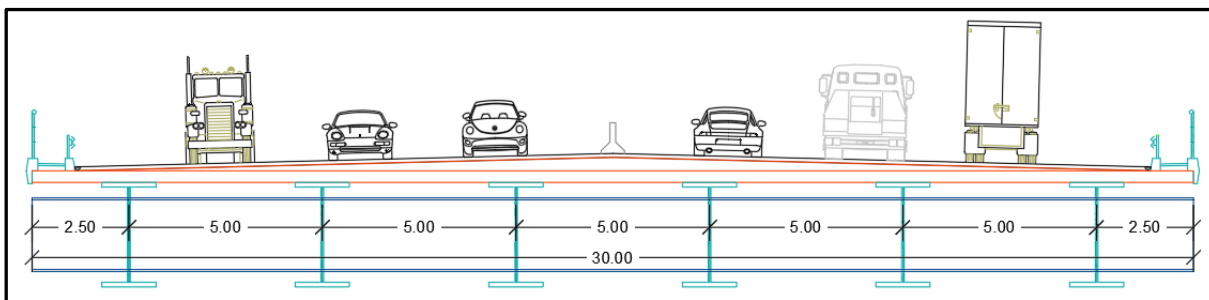


Figura 5.14 - Seção transversal tabuleiro

A seção transversal apresenta-se na seguinte ilustração, proveniente do programa de cálculo utilizado e, as dimensões apresentam-se em metros (m).

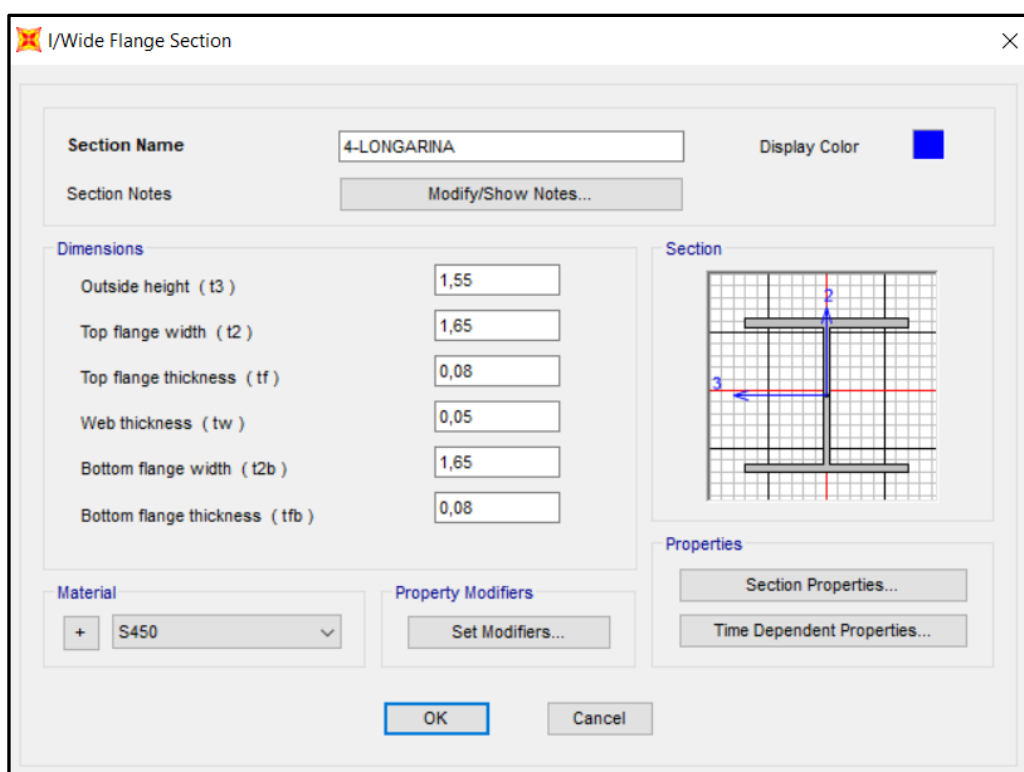


Figura 5.15 - Seção transversal - Longarina

5.3.4 VIGAS TRANSVERSAIS

Conhecidas também como carlingas, as vigas transversais consideram-se, nesta estrutura, o elemento de apoio às vigas longitudinais. Encontram-se afastadas de 25,0 em 25,0m, apoiadas em pilares nos 2 primeiros e 2 últimos tramos, suspensas por pendurais nos restantes 18. Cada longarina suporta, cargas solicitantes referentes a uma área de influência de 25,0x30,0m. Tratando-se de uma área bastante preponderante, encaminhando esforços elevados, decidiu-se optar por uma secção tubular circular oca.

Para efeitos de modelação, considerou-se uma barra de secção circular oca, posicionando-se o seu eixo baricêntrico no mesmo plano do eixo de gravidade das longarinas. Neste modelo, visto ser considerada uma estrutura mista, foi fundamental criar um “offset” entre a laje e as longarinas, logo foi fundamental de modo a gerar um modelo mais próximo da realidade, introduzir barras de rigidez infinita (*rigid bars*), para que a ligação das longarinas às carlingas fosse transmitida corretamente.

Como foi anteriormente mencionado, as carlingas encontram-se posicionadas no eixo baricêntrico das longarinas (na alma), ou seja, as longarinas encontram-se apoiadas pelas carlingas e a transmissão de esforços será realizada no semicírculo superior das mesmas, como pode ser observado na Figura 5.16. ilustrado pelo sublinhado a vermelho (a Figura 5.16, apresenta um carácter somente ilustrativo, visto a carliga ser de secção oca e, ilustração apresentar uma secção maciça)

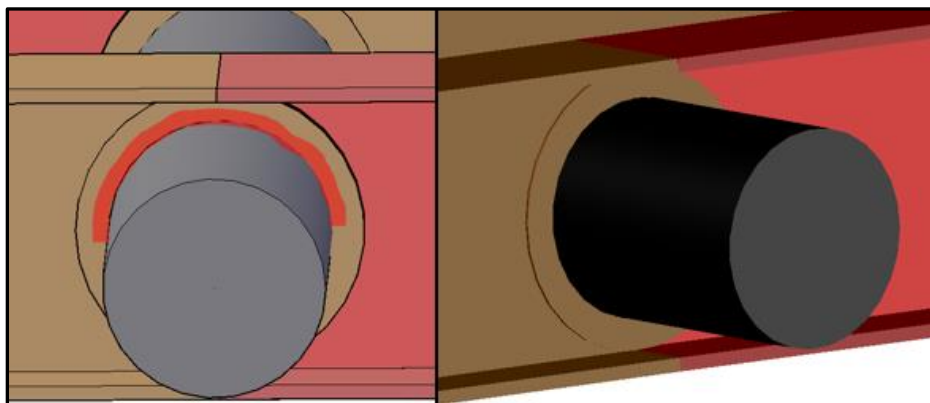


Figura 5.16 - Posicionamento da ligação entre longarinas e carlingas

As barras de rigidez conduzem os esforços transmitidos desde a altura do eixo baricêntrico resultante da laje e a longarina (secção mista), até ao centro de gravidade da carlinga. A extensão das barra de rigidez considerou-se, igual a metade da alma das longarinas mais a altura do banzo superior, perfazendo um comprimento de 0,855 m.

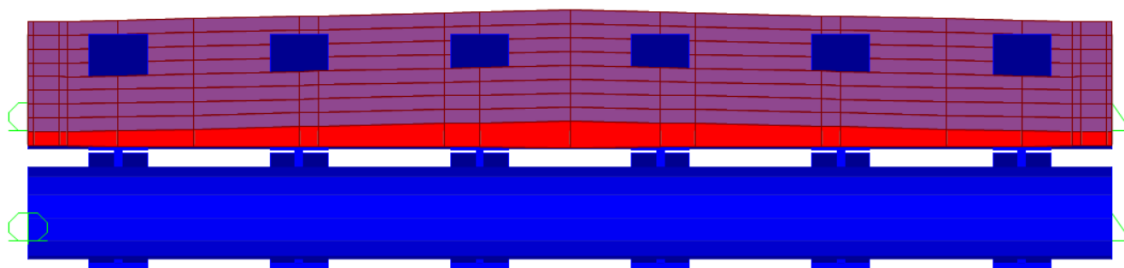


Figura 5.17 - Vista da ligação no modelo estrutural das longarinas nas carlingas sem barra de rigidez

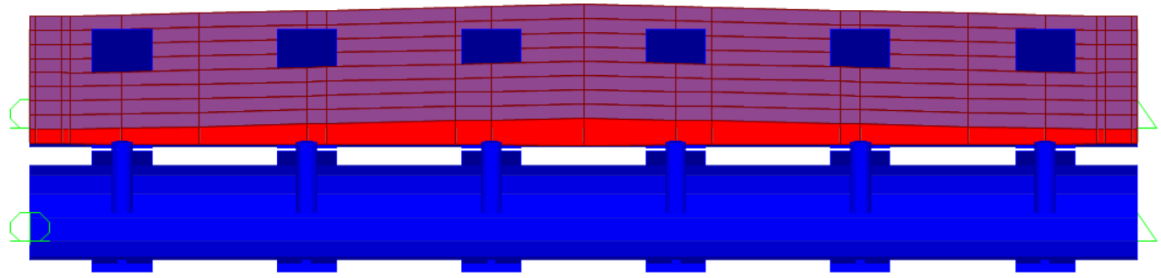


Figura 5.18 - Vista da ligação no modelo estrutural das longarinas nas carlingas com barra de rigidez

Conseguiu-se através da harmonia entre as vigas longitudinais e transversais gerada pela inserção de barras rígidas conduzir a um modelo próximo da realidade.

A decisão tomada em reação ao tipo de apoio que substitui os pilares, considerou-se na adoção de quatro tipos de apoio:

- Apoio 1 – Rotação livre em x,y,z e todas as translações impedidas;
- Apoio 2 – Rotação livre em x,y,z e translações impedidas apenas nos eixo z e y;
- Apoio 3 – Rotação livre em x,y,z e translações impedidas apenas nos eixo z e x;
- Apoio 4 – Rotação livre em x,y,z e translação impedida apenas nos eixo z.



Figura 5.19 - Tipo de apoios no tramo 1 e 2

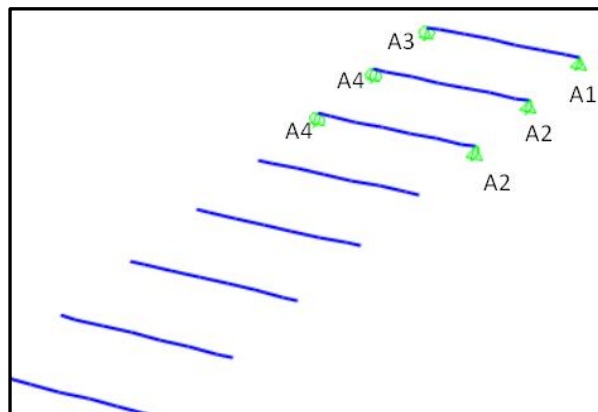


Figura 5.20 - Tipo de apoios no tramo 21 e 22

Admitiu-se inicialmente uma secção com diâmetro de 1000 mm e espessura de 80 mm. Porém, verificou-se, através da análise de esforços referentes às cargas solicitantes, com suporte no modelo tridimensional construído pelo software de análise estrutural, que uma secção com diâmetro de 1000 mm e espessura de 80 mm, não seria suficiente para resistir a estes esforços.

Este elemento encontra-se com limitação na escolha do seu diâmetro, pois está condicionado pela altura da alma das longarinas e, consequentemente pela verificação ao esforço transversal que as vigas longitudinais estão sujeitas, devido à perda de secção transversal útil da alma.

Adotou-se, após novas iterações, através do modelo tridimensional realizadas com o programa de cálculo, considerou-se a secção com diâmetro de 1400 mm e espessura de 80 mm.

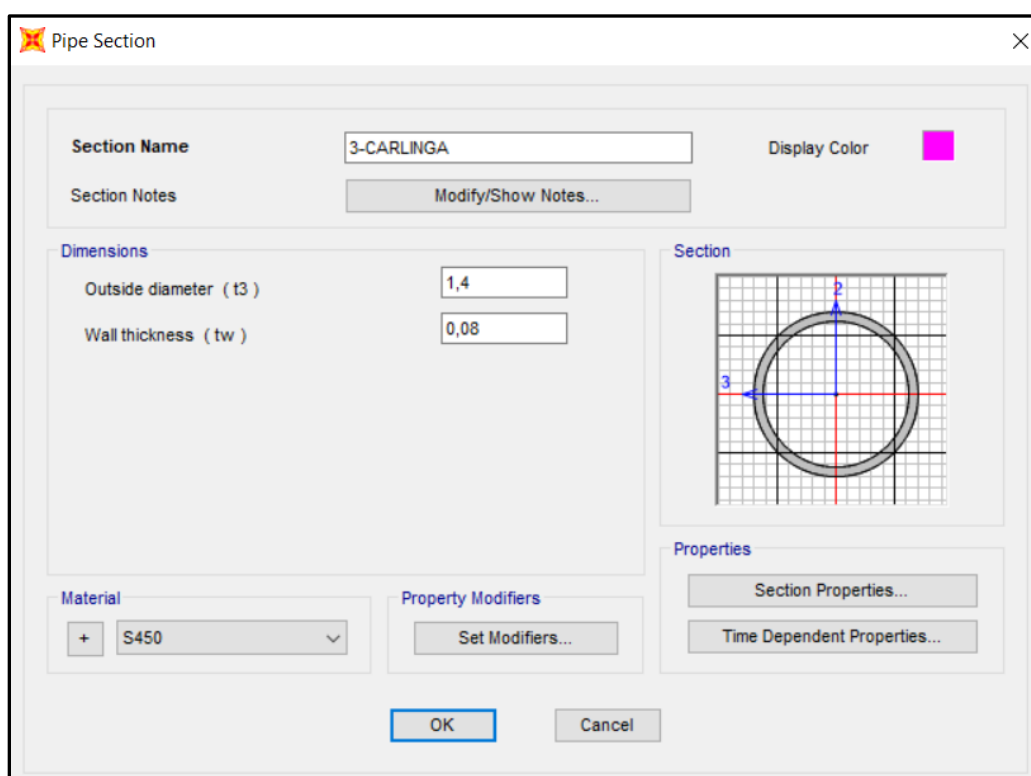


Figura 5.21 - Seção transversal - Carlinga.

5.3.5 PENDURAIS

Neste modelo, o traçado dos pendurais considerou-se simples e sem condicionantes geométricas. Em alguns casos, o traçado dos pendurais torna-se limitado, devido ao gabarito mínimo que deve ser obedecido. No caso de estudo, este obstáculo considera-se desprezado pois, embora os pendurais se encontrem inclinados, estes encontram-se inclinados para o exterior.

O passo seguinte consistiu na seleção do tipo de solução a considerar, ou seja, optar por cabos pré-esforçados, ou barras maciças. Os primeiros necessitam de ancoragens mais complexas e de maiores dimensões, contudo, a resistência dos cabos pré-esforçados é superior à do aço das barras, levando-se a menores secções de aço nos tirantes, o que os deixaria mais flexíveis. No tipo de pontes "bowstring" é muitas vezes adotado barras de pré-esforço, em vez de cabos.

Os pendurais encontram-se sujeitos a esforços axiais muito elevados, todavia devido à ação do vento e deformações do arco, podem também encontrar-se sujeitos a esforços de flexão. Assim considera-se importante ter em conta o tipo de ancoragem dos tirantes, sendo os esforços anteriormente mencionados capazes de induzirem preocupantes fenómenos de fadiga localizados junto das fixações.

Embora a ação do vento e fenómenos de fadiga não sejam relevados para este estudo, considerou-se importante libertar as rotações das barras em ambas as direções, de forma a que os pendurais apenas fiquem sujeito a esforços axiais. Assim, adotou-se a colocação de fixações/rotulas esféricas na ligação entre as extremidades das carlingas com os tirantes. Na ligação dos pendurais ao arco libertaram-se igualmente as rotações das barras. Segue-se a título exemplar na Figura 5.22, o tipo de ancoragens em foco.



Figura 5.22 - Exemplo de fixações do mesmo tipo, executadas em aço vazado para o tabuleiro da nova travessia do Rio Sado em Alcácer do Sal

As barras utilizadas na modelação possuem a mesma particularidade exposta em 5.3.3, visto que também se considerou que as extremidades dos pendurais possuem liberdade de rotação realizadas através da aplicação de *Releases* (*Assign Frame Release*), no modelo de cálculo.

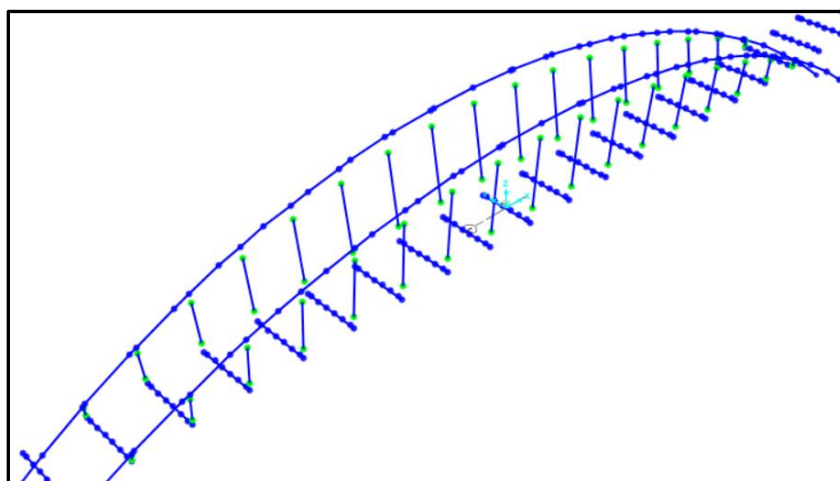


Figura 5.23 - Modelação da ligação dos tirantes aos arcos e carlingas ("Assign Frame Release")

Os esforços axiais atuantes nos pendurais estabelecem-se resultando do somatório do peso próprio e das restantes cargas permanentes do tabuleiro, aumentando quando sujeito à ação rodoviária e, da força de puxe efetuada pela rotação dos arcos, no instante do equilíbrio geométrico devido à recolocação da posição do tabuleiro (“puxe”), no caso de essa condição se estabelecer necessária.

A solução considerou-se através da verificação de esforços reproduzidos pelo modelo tridimensional perante as cargas conhecidas, logo como solução adotou-se barras de aço, com diâmetro de 300 mm.

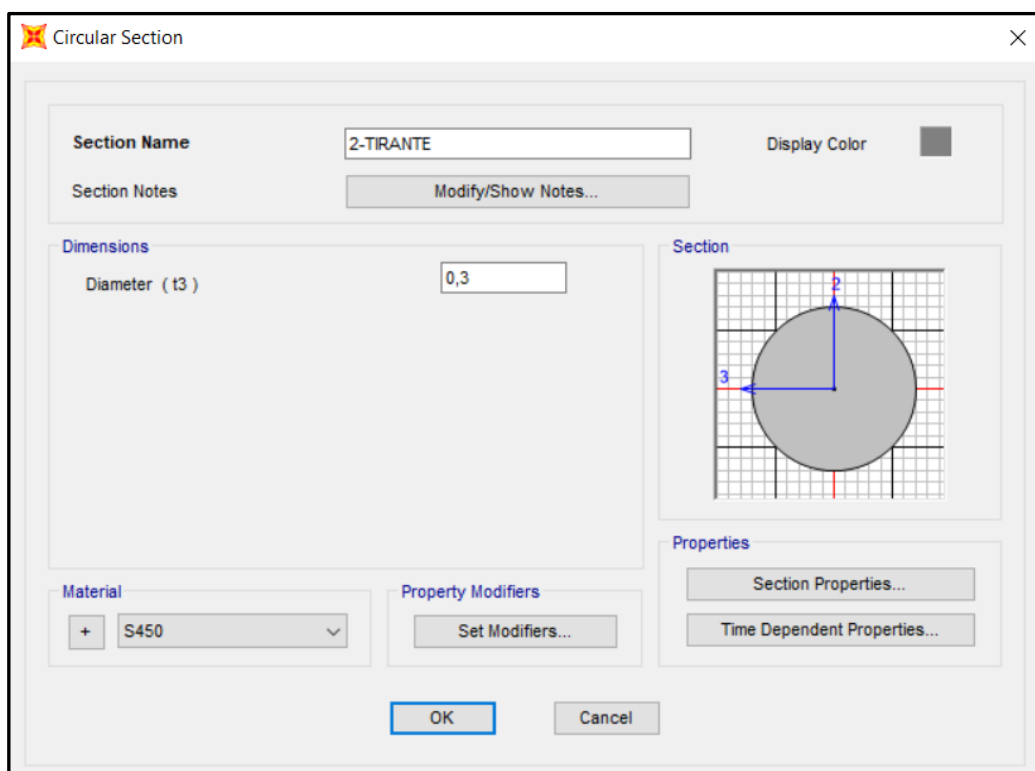


Figura 5.24 - Seção transversal - Tirante

Contudo, tendo-se adotado uma modelação simples através de barras, a opção mais realista seria modelar os pendurais através de cabos pois, trata-se de um elemento em que o seu regime será estabelecido, somente para esforços axiais à tração. Logo, em 6.7.2, realiza-se o dimensionamento de uma solução de cabos, conseguido através do esforço máximo obtido no modelo global, para o cenário de carga mais gravoso.

5.3.6 ARCOS

A primeira decisão acerca do andamento do arco, considerou-se através do âmbito da dissertação uma variável *a priori* definida, sendo os arcos verticais, ambos inclinados para o exterior. Considerando-se um estudo de um novo modelo, tratando-se também de um novo desafio estrutural e como qualquer ponte possui uma vertente estética inerente, devido à pendente dos arcos.

Em relação à geometria deste, optou-se por uma curva circular ao invés de parabólica, segundo o autor Tveit, para arcos de aço, o andamento deve ser circular [42].

A decisão seguinte, tratou-se da escolha da geometria da secção. Neste caso, devido à inclinação que os arcos ostentam, verifica-se que a estrutura ficará sujeita a esforços de flexão gerados pelo peso próprio.

De modo a cooperar no problema dos efeitos de flexão, considera-se vantajoso adotar uma secção cuja resistência à flexão seja igual em todas as direções. Com a observação anteriormente exposta que era relativa à ideia de conceção do arco, optou-se por selecionar uma secção tubular circular. Esta solução apresenta também boa resposta a ações solicitantes, concretamente o vento.

A nível modelar, considerou-se os arcos modelados com base numa discretização em elementos de barra equidistantes, a secção mantém-se constante em todo o desenvolvimento do arco, logo o centro de gravidade mantém-se igual em todas as secções, conduzindo o programa de cálculo a alinhar as barras segundo o centro de gravidade.

O aspeto mais relevante para este estudo, considerou-se a determinação do ângulo, que o arco ostentará. Assim, o ângulo considerado para efeitos de modelação foi de 8 graus, como será analisado em 5.4.2.

O tipo de apoio considerado nos arcos no modelo de cálculo, considerou-se encastrado, em ambos os arranques (rotações e deslocamentos impedidos).

Após os primeiros resultados gerados pelo modelo, observou-se que os esforços apresentavam valores elevados, sendo estes já resultados esperados, dado a extensão total que o tabuleiro apresenta.

O tipo de estrutura em destaque considera-se fora da prática de construção corrente, no entanto considerou-se importante seguir as limitações impostas pelas normas. Seguindo a diretriz da EN 1993-1-1, deparamos com uma limitação na espessura do aço. Contudo, com a condicionante referida e após várias interações efetuadas através do modelo tridimensional, adotou-se uma secção com um diâmetro de 11000mm e uma espessura com 80mm, como apresenta a Figura 5.25.

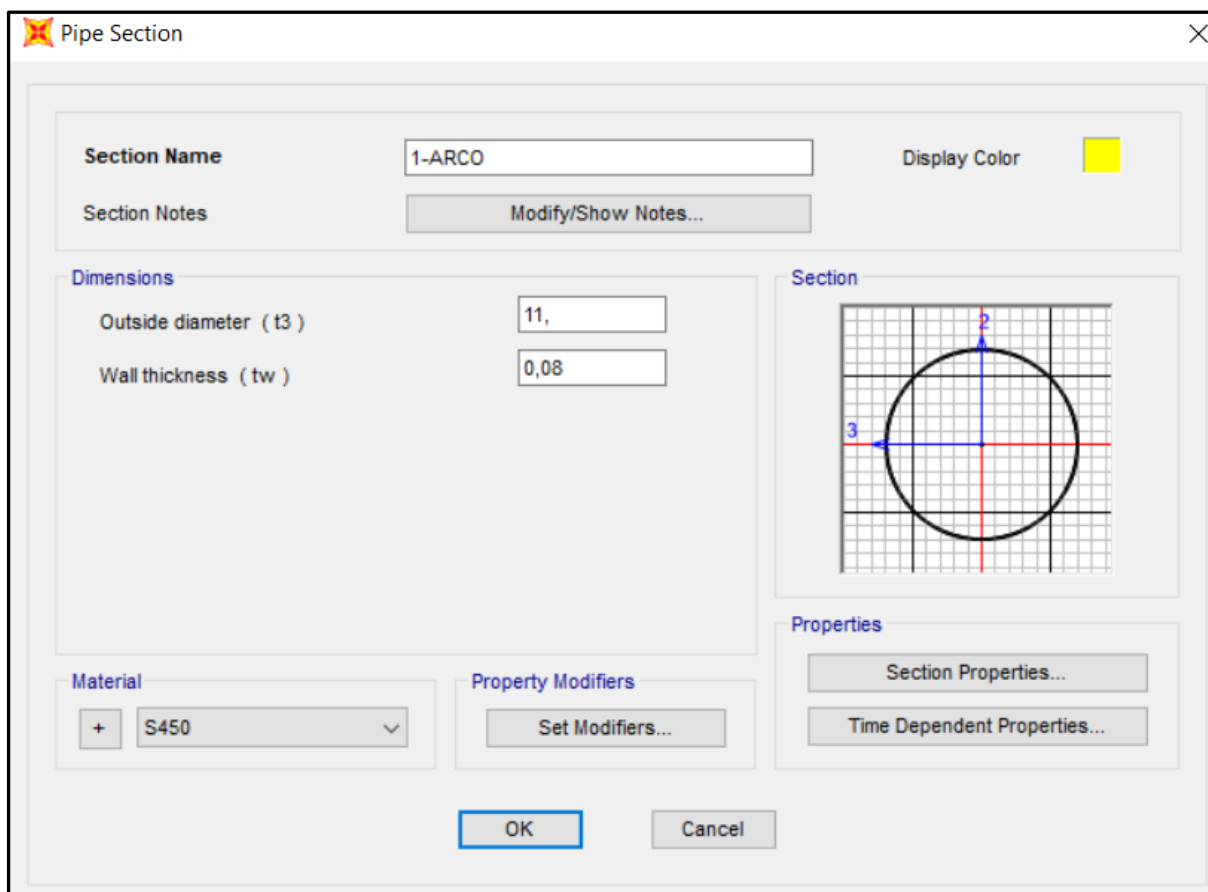


Figura 5.25 - Seção transversal - Arco

5.4 VERIFICAÇÃO DA GEOMETRIA DO MODELO

Após a modelação e o dimensionamento dos elementos constituintes da estrutura base, concretizada através do modelo tridimensional, recorreu-se à equação (4.5) anteriormente tratada para um modelo genérico. Adaptou-se a mesma ao caso de estudo, onde foram tidos alguns pressupostos, de modo a determinar qual o ângulo de equilíbrio, que iguala o somatório dos momentos estabilizantes (todas as reações do tabuleiro que contribuem para este momento), ao somatório de momentos derrubantes, (traduz toda a extensão do arco, neste caso repartido em segmentos equidistantes). Para este cálculo extenso, foi necessário recorrer a uma folha de calculo automático (*excel*) que se apresenta no Anexo A1.

5.4.1 DETERMINAÇÃO DO ÂNGULO DE EQUILÍBRIO Φ_i PARA O “ESTADO DE REPOUSO”

Este estudo, onde se pretende obter o ângulo de equilíbrio de momentos, considera-se referente apenas ao “estado de repouso” do tabuleiro, ou seja, sem a presença de cargas variáveis (tabuleiro descarregado). Considerou-se, para esta análise somente metade da estrutura, visto esta ser simétrica.

Assim, em primeira instância considerou-se que os tramos do tabuleiro apoiados nos pilares, não seriam contabilizados para efeitos do somatório de momentos estabilizantes, devido aos seus esforços não serem transmitidos aos arcos nesta fase do estudo.

Todavia, considerou-se toda a extensão do arco para o efeito do somatório dos momentos derrubantes. Esse cálculo realizou-se dividindo o arco em segmentos equidistantes. Depois, multiplicando a resultante da massa de cada segmento (Mg) pelo braço do binário (b), obteve-se o momento derrubante correspondente a um segmento. Realizando-se o mesmo processo para todos os segmentos de arco e fazendo o somatório dos mesmos, alcançou-se o pretendido.

$$\sum M_{\text{estabilizante}} = \sum M_{\text{derrubante}} \quad (5.1)$$

Seguindo o estudo realizado em 4.2.4 adaptando ao caso de estudo anteriormente abordado, consegue-se obter o ângulo de equilíbrio Φ_i . Para isso, precisa-se introduzir as variáveis geométricas estabelecidas pelo projetista:

- h_i - altura do tabuleiro;
- a - altura do arco para cada segmento (distancia deste o eixo que liga os arranques do arco ao ponto de suspensão do mesmo);
- f - distância horizontal medida entre o apoio e a extremidade do tabuleiro,

assim como, as variáveis referentes à massa do arco (Mg) e as reações do tabuleiro (R).

O processo de modelação neste estudo apresenta-se como um processo iterativo, ou seja, começou-se por determinar uma seção transversal para o arco e, estabeleceu-se um ângulo inicial, para o qual se considerou Φ_i igual a 5 graus. Após os pressupostos assumidos para o arco, determinou-se a variável Mg , considerando-se o seu peso volúmico e a área da secção transversal do arco, obteve-se Mg para cada segmento de arco. De modo a determinar as reações no tabuleiro (R), recorreu-se a um novo modelo tridimensional, em que o arco e os pendurais não foram modelados, constituindo-se assim o modelo, apenas com os 22 tramos do tabuleiro.

Neste novo modelo estrutural (ou parte do modelo geral) as carlingas encontram-se apoiadas em apoios simples, assim correndo o modelo obteve-se as reações (R), em cada apoio, como podemos visualizar na Figura 5.26.

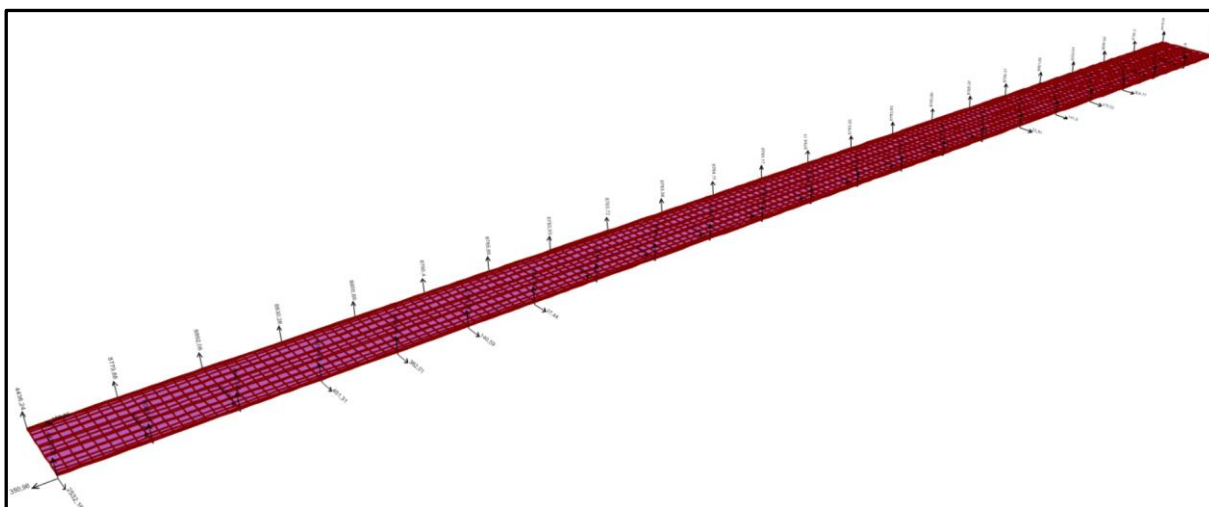


Figura 5.26 - Modelo de calculo reproduzido para obtenção das reações nos apoios referentes ao peso próprio e restantes cargas permanentes do tabuleiro

Após a determinação de todas as variáveis, utilizou-se uma folha de calculo automático (*excel*), de forma a determinar o ângulo de equilíbrio.

Para este cálculo utilizou-se as reações (R) dos 17 apoios (desde V3 até V19). A determinação do momento provocado pelo arco considerou-se dividido em segmentos equidistantes, com uma extensão de 19,90m, perfazendo um total de 30 segmentos.

Assim, para este estudo inicial considerou-se “ h_i ” = 46,0m, “ f ” = 3,0m, “ Mg ” (área secção=6.41m²), a variável “ a ” trata-se de uma parcela diferente em cada segmento do arco. As parcelas correspondentes às resultantes verticais (R) foram devidamente exportadas e considerados na folha de cálculo.

Nesta primeira análise, obteve-se o ângulo de equilíbrio dos momentos estabilizantes com os momentos derrubantes, alcançando-se uma inclinação de 6,9397 graus, medidos na vertical. Para o ângulo de equilíbrio, o momento estabilizante iguala o desestabilizante, resultando um momento igual a 4873480 KN.m.

Na Figura 5.27 apresenta-se o gráfico, obtido da folha de calculo resultante da primeira análise, ou seja, para $h_i = 46,0m$, $f = 3,0m$ e $\Phi_i = 6,9397^\circ$, demonstra-se o andamento dos momentos (eixo vertical, em KN.m), em função da inclinação do arco (eixo horizontal, em graus).

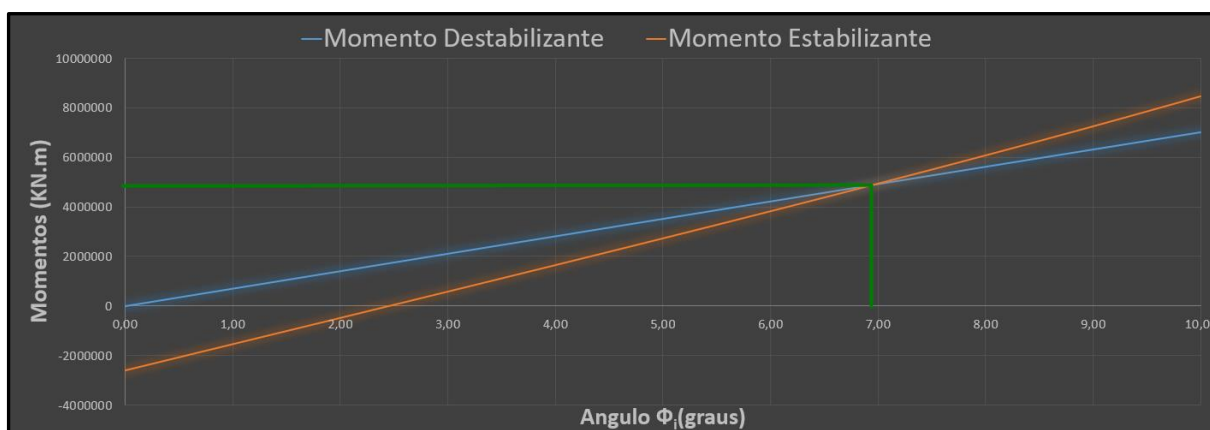


Figura 5.27 - Gráfico da 1ª análise, do andamento dos momentos derrubantes/estabilizantes, em função do ângulo de inclinação dos arcos

No modelo de cálculo, considerou-se um ângulo arredondado à unidade, $\Phi_i = 7,0$ graus.

Voltando a restabelecer a geometria do modelo de cálculo, atualizada para um ângulo de 7 graus, verificou-se que as secções transversais não verificavam a segurança. Logo foi necessário com a auxílio do software, determinar novas secções transversais e além disso, foi necessário alterar a geometria geral do modelo.

Depois de um vasto processo iterativo visto tratar-se duma estrutura hiperestática, a solução final apresentada considerou-se com $h_i = 42,0m$, $f = 3,0m$. As secções transversais dos elementos que constituem a estrutura base, abordadas anteriormente neste capítulo correspondem às secções finais.

Concluindo, o ângulo de equilíbrio final obtido para esta geometria foi 8,2364 graus. Adotando-se um ângulo de 8 graus no modelo tridimensional. Para este ângulo e restantes características geométricas estabelecidas, obteve-se um equilíbrio de momentos igual a 2946610 KN.m.

Na Figura 5.28 apresenta-se o gráfico, obtido da folha de cálculo resultante da análise final, ou seja, para $h_i = 42,0\text{m}$, $f = 3,0\text{m}$, $\Phi_i = 8,2364^\circ$ e M_g (área secção= 2.74m^2), demonstra-se o desenvolvimento dos momentos (eixo vertical, em KN.m), em função da inclinação do arco (eixo horizontal, em graus).

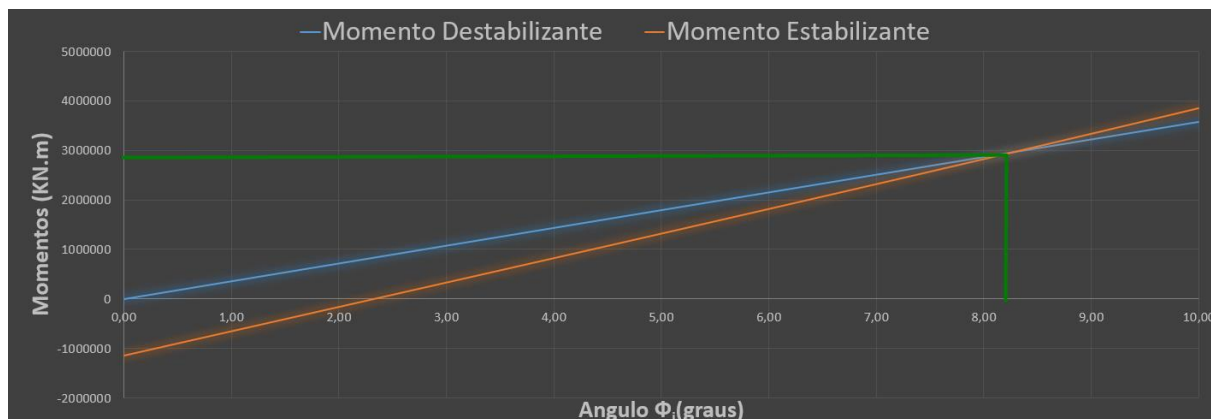


Figura 5.28 - Gráfico do andamento dos momentos derrubantes/estabilizantes, em função do ângulo de inclinação dos arcos - “Estado de repouso”

Com o novo ângulo estabelecido no modelo, voltou-se a realizar a verificação de segurança da estrutura, todavia como já mencionado e esperado, a estrutura verificou o dimensionamento realizado pelo *software*. No anexo A1, apresenta-se todo este estudo realizado em folha de cálculo automático.

5.4.2 DETERMINAÇÃO DO ÂNGULO DE EQUILÍBRIO Φ PARA O “ESTADO ATIVO MÁXIMO”

Neste seguimento, pretende-se obter o ângulo de equilíbrio dos momentos estabilizantes e derrubantes, para o “estado ativo máximo”. Para o processo, definiu-se que o tabuleiro estaria completamente carregado. De forma a simplificar a análise, considerou-se no programa de cálculo o modelo de sobrecargas proposto pela EN 1991-2, referente ao modelo de carregamento LM4, atribuindo uma carga distribuída de 5 KN/m^2 .

Efetuuou-se o mesmo processo anteriormente realizado em 5.4.1, com a diferença da resultante dos apoios na laje que, como seria de esperar apresentaram valores superiores, provenientes da variação de carga (ΔP). Assim, o ângulo de equilíbrio obtido para o “estado ativo máximo”, para a mesma geometria foi $7,9607$ graus, gerando um equilíbrio de momentos igual a 3106176 KN.m

Por fim, mostra-se na Figura 5.29 o gráfico, obtido da folha de cálculo resultante da análise realizada, ou seja, para $h_i = 42,0\text{m}$, $f = 3,0\text{m}$, $\Phi = 7,9607^\circ$ e M_g (área secção= 2.74m^2), demonstra-se o desenvolvimento dos momentos (eixo vertical, em KN.m), em função da inclinação do arco (eixo horizontal, em graus).

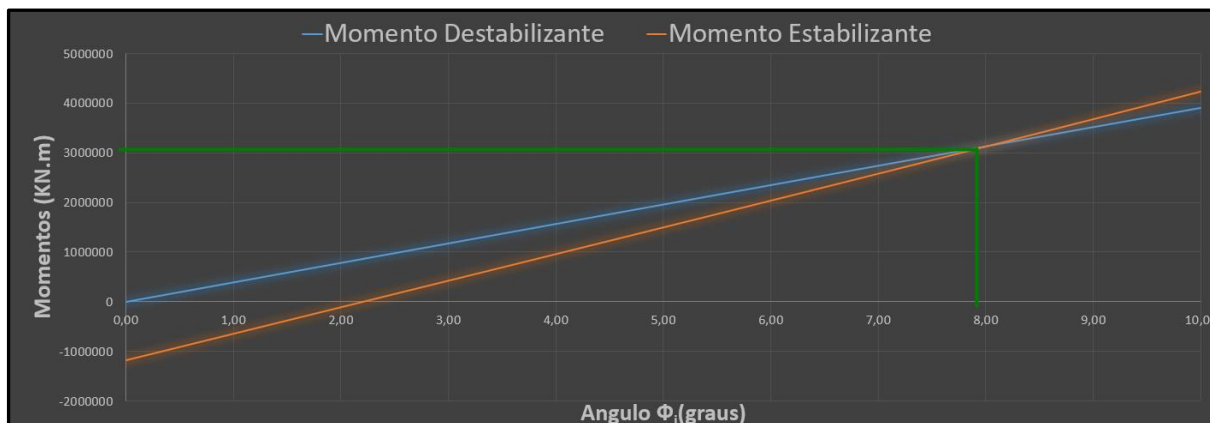


Figura 5.29 - Gráfico do andamento dos momentos derrubantes/estabilizantes, em função do ângulo de inclinação dos arcos - "Estado ativo Máximo"

Em suma, importa referir que os desenvolvimentos dos momentos neste estudo, variam em função das variáveis anteriormente tratadas, resultando diferentes declives de crescimento para diferentes geometrias. Cada decisão geométrica conduz a diferentes esforços. Conforme anteriormente visado, o ângulo estabelecido para efeitos de modelação, foi de 8 graus, sendo considerado com apoio neste estudo.

5.5 VALIDAÇÃO DO MODELO

Foi necessário para uma modelação adequada seguir alguns princípios fundamentais. O princípio básico a ser tido em conta considerou-se a realização de um modelo simples, com uma aproximação adequada podendo-se retirar a análise pretendida, assim como a implementação de redundância nas decisões a serem tomadas [19].

O modelo de análise depende intrinsecamente dos pressupostos, deste modo, assumindo os mesmos simplificados não desvirtuam o modelo, no entanto, considerou-se importante avaliar de forma consciente a validade e consequência das simplificações assumidas [19].

Antes de iniciarmos para a validação da estrutura, verificou-se alguns aspetos e parâmetros importantes na modelação dos elementos de barras tais como:

- não duplicação do peso das barras;
- não duplicação de rigidez dos elementos;
- efeito de colinearidade de eixos;
- aplicação de cargas com geometria adequada;
- desativação do peso de barras auxiliar;
- combinações;
- tipo de apoios adotados;
- apoios parasitas [apontamentos de pontes].

Na modelação dos elementos finitos foi tido em atenção:

- elementos finitos desconectados;
- divisão adequada da malha.

Posteriormente, realizou-se um método muito simples de pré-validação, ou seja, comparou-se o peso próprio do tabuleiro analiticamente através de uma folha de cálculo automático, com o peso estabelecido pelo programa de cálculo referente ao modelo tridimensional nas mesmas condições.

Utilizou-se o modelo de cálculo tridimensional apenas com tabuleiro, ou seja, com as carlingas apoiadas em apoios simples, retirando-se posteriormente as reações em cada apoio (Figura 5.26). Efetuou-se uma exportação de metade das reações nos apoios, (exceto os 4 apoios correspondentes aos encontros, devido ao facto de contabilizarem somente mais, ou menos metade de um tramo), vem:

- Reação média = 8813,212 kN.

Numa folha de cálculo automático, quantificou-se o peso de metade de um tramo de tabuleiro equivalente a uma reação no apoio considerado anteriormente. Assim, vem:

- Peso metade tabuleiro = 8812,476 kN.

Comparados ambos os resultados e considerando-se o valor exato o peso calculado analiticamente, verifica-se a percentagem de erro:

$$\% \text{ erro} = \frac{|Valor \text{ exato} - Valor \text{ aproximado}|}{Valor \text{ exato}} \times 100 \quad (5.1)$$

$$\% \text{ erro} = \frac{|8812,476 - 8813,121|}{8812,476} \times 100$$

$$\% \text{ erro} = 0,007\%$$

Com este método simples, poderemos concluir que o modelo tem uma percentagem de erro igual a 0,007% praticamente nula, referente ao peso próprio e restantes cargas permanentes. Significa que as ações permanentes foram bem estabelecidas. Apresentam-se os valores em folha de *excel* no Anexo B1 e B2

O modelo de cálculo demonstra alguma complexidade e considera-se relevante efetuar uma contraprova. A alternativa mais comum seria verificar a estrutura noutro programa de análise estrutural, ou seja, realizar o modelo num *software* distinto com a mesma potencialidade exigida, aferindo-se os resultados e fazendo a contraprova entre ambos os programas.

Na elaboração deste estudo, utilizou-se dois *softwares*, *SAP2000* e *CSiBridge*, no entanto, ambos possuem a mesma base analítica, logo os resultados obtidos apresentam-se exatamente iguais.

A validação segue-se através da verificação das reações, diagramas de esforços e deformada do modelo, de modo a verificar a estrutura em estudo. Contudo, esta trata-se de uma verificação teórica de resultados expectáveis.

Esta análise definiu-se para o caso de carga “estado de repouso”, ou seja, consideraram-se apenas as ações permanentes (peso próprio mais restantes cargas permanentes), sem majoração das mesmas.

As reações de forças obtidas pelo programa, apresentam-se no

Quadro 5.3, no entanto exibe-se apenas as referentes ao arco, considerando-se suficiente, dado este ser o elemento principal para o desenvolvimento do estudo.

Quadro 5.3 - Reações de forças nos arranques nos arcos, em “estado de repouso”

Apoio	Caso de Carga	Rx (KN)	Ry (KN)	Rz (KN)
2108	“Estado Repouso”	-215222	-19640	138819
2122	“Estado Repouso”	215222	-19599	138810
2168	“Estado Repouso”	-214688	19018	138759
2182	“Estado Repouso”	214688	18990	138746

O tipo de apoio estabelecido para os arcos, conforme mencionado em 5.3.6, considerou-se encastrado, contudo, das 6 reações existentes em cada apoio, foram tratadas apenas 3, referentes às reações de forças. Em relação a esses valores exportados do modelo, apresentam resultados aparentemente válidos, não se verificando grandes discrepâncias. A diferença de sinais nas reações, deriva do sistema de coordenadas globais adotado. Para uma melhor percepção, segue-se na Figura 5.30 a localização dos apoios e o eixo global de referência.

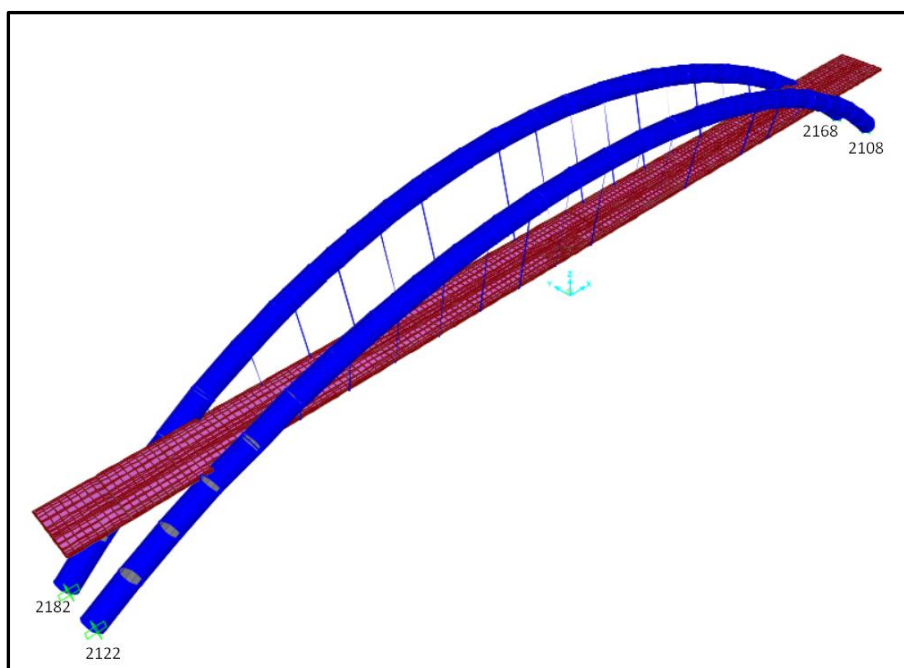


Figura 5.30 - Localização dos arranques do arco (apoios encastrados)

A averiguação seguinte enquadra-se nos esforços da estrutura, todavia apresentam-se apenas os diagramas referentes aos arcos, considerando-se suficientes pelos mesmos motivos expostos anteriormente.

Visualmente os arcos apresentam um andamento idêntico, como seria de esperar. Todavia, realçam-se umas ligeiras diferenças nos esforços, entre o arco posicionado à esquerda (Apoio 2182 e 2168) com o da direita (Apoio 2122 e 2108).

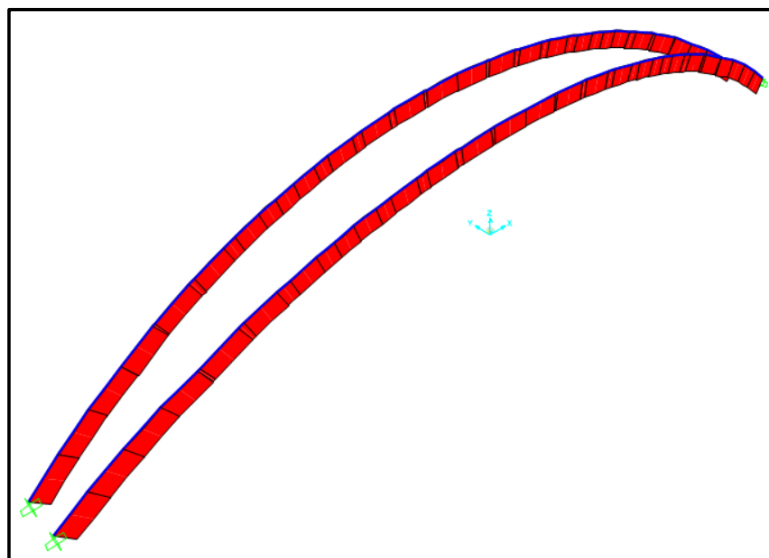


Figura 5.31 - Esforços axiais - Arcos

Referente ao esforço axial, ambos assumem um comportamento esperado, ou seja, maior esforço axial nos arranques e menor no fecho do arco tal como visto no estudo apresentado em 2.4.1.1. O arco à esquerda apresenta um esforço axial de -214862,2 kN no fecho e o arco da direita ostenta um esforço de -215395,9 kN.

Relativamente aos arranques, o arco da esquerda reproduz um esforço axial igual a -255222,2 kN, junto ao apoio 2182 e -255233,0 kN no apoio 2168. O arco da direita apresenta um esforço axial de -255732,2 kN no apoio 2122 e -255741,6 kN em 2108.

Como poderemos observar, tratam-se de resultados com ligeiras diferenças, mas na amplitude do projeto consideram-se resultados com pouca disparidade.

Apresentam-se seguidamente os diagramas de momentos, verificando-se o seu andamento.

Segundo os momentos em Z, o modelo apresenta diagramas de momentos com andamentos próximos como podemos visualizar, definindo-se a azul a área de momentos positivos e a vermelho a zona de momentos negativos. Consegue-se perceber que o andamento do momento segundo Z, apresentam um andamento correto, ou seja, no fecho do arco (meio vão do tabuleiro), este apresenta momentos positivos. A zona de momentos máximos segundo este eixo, encontra-se nesta tipologia nos arranques do mesmo.

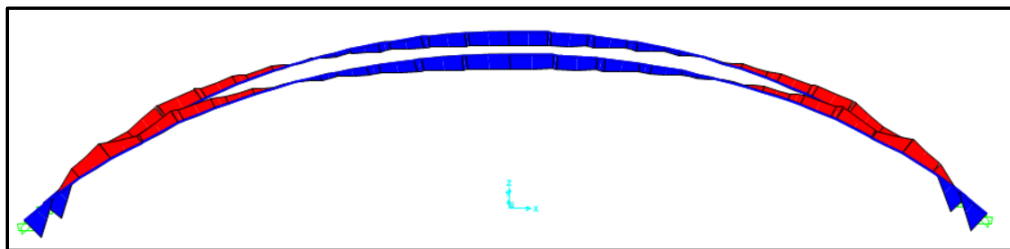


Figura 5.32 - Diagrama de momentos segundo o eixo Z

O esquema de esforços referentes aos momentos segundo Y, apresentam-se com a mesma lógica de cores anteriormente definida, sendo que neste plano os diagramas demonstram sinais diferentes, devido à localização do eixo de referência global considerado. Contudo, realça-se que segundo a Figura 5.33 que o esquema de momentos aparenta um desenvolvimento simétrico.

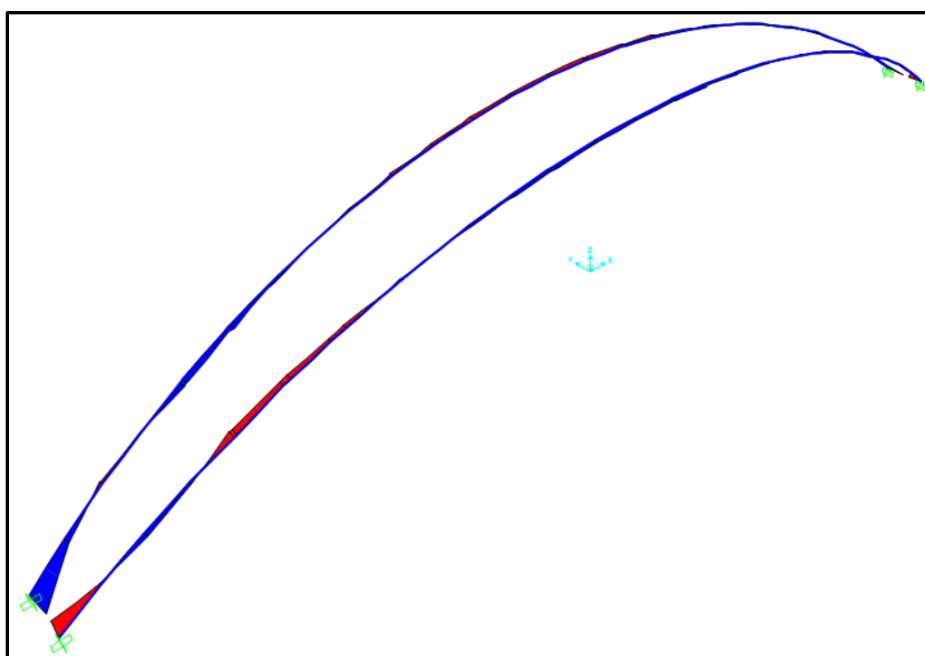


Figura 5.33 - Diagrama de momentos segundo o eixo Y

Apresenta-se por último, a verificação da deformada da estrutura, ilustrada na Figura 5.34.

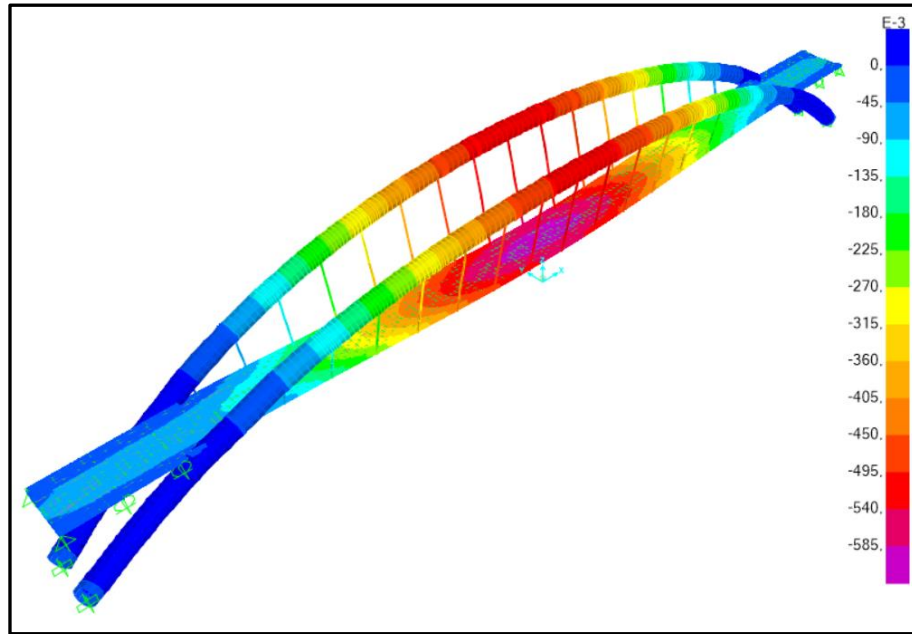


Figura 5.34 - A deformação vertical (eixo Z) referente ao “estado de repouso”

A deformação segue a tendência prevista, ou seja, trata-se de uma deformação aparentemente simétrica e, a deformação do tabuleiro acompanha a deformação do arco, sendo máxima a meio vão, como seria de esperar. Expõe uma deformada máxima segundo o eixo Z igual a -0,635m, no centro do tabuleiro.

Depois de verificar o peso de metade de um tramo do tabuleiro e após comparar as reações, diagrama de esforços e a sua deformada, considerou-se que o modelo apresenta condições para ser aferido.

6

VERIFICAÇÃO E ANÁLISE DA SEGURANÇA DA ESTRUTURA

6.1 NOTA INTRODUTÓRIA

Seguidamente, apresenta-se toda a regulamentação consultada para efeitos de análise, assim como os critérios de verificação à segurança. De modo a ser realizado o dimensionamento dos elementos que constituem a estrutura base, estabeleceu-se os tipos de materiais, definiu-se o tipo de ações consideradas e, por fim as combinações adotadas.

Importa referir que os elementos que constituem a infraestrutura não foram considerados neste âmbito, assim como, os pilares e a laje pertencentes à superestrutura não foram foco de análise, pois considerou-se que nesta fase inicial do estudo não seriam relevantes.

6.2 REGULAMENTAÇÃO

Este estudo baseia-se nas normas europeias, designadas por Eurocódigos, de forma a quantificar as ações, realizar o dimensionamento da estrutura e a verificação da mesma.

As normas consultadas neste estudo foram:

- EN 1990:2002, Bases para o Projeto de Estruturas;
- EN 1990:2002, Anexo A2, Aplicadas em Pontes;
- EN 1991-1-1:2002, Ações em Estruturas: Ações Gerais – Pesos Volúmicos, Pesos Próprios, Sobrecargas em Edifícios;
- EN 1991-2:2003, Ações em Estruturas: Sobrecargas de Pontes;
- EN 1992-1-1:2004, Projeto de Estruturas de Betão – Regras Gerais e Regras para Edifícios;
- EN 1993-1-1:2010, Projeto de Estruturas de Aço – Regras Gerais e Regas para Edifícios;
- EN 1993-1-11:2003, Projeto de Estruturas de Aço – Componentes de tensão em aço;
- EN 1994-1-1:2003, Projeto de Estruturas Mistas Aço-Betão – Regras Gerais e Regas para Edifícios;

6.3 CRITÉRIOS DE VERIFICAÇÃO À SEGURANÇA

O projeto de estruturas mistas de aço e betão deve ser desenvolvido de acordo com as regras gerais apresentadas no Eurocódigo 0. De acordo com esta norma a verificação de segurança deve ser efetuada em relação aos estados limites, pelo método dos coeficientes parciais (γ), tendo em cuidado as fases de construção apropriada.

Os estados limites associam-se a situações de projeto e encontram-se agrupados em Estados Limites Últimos e Estados Limites de Utilização.

O Estado Limite Último considera-se na verificação de segurança da estrutura, de modo a manter-se estável em situações limite, ou seja, o momento que antecede ao colapso da mesma. A verificação consegue-se pela limitação dos esforços solicitantes face à resistência da estrutura, sendo as solicitações majoradas e, as propriedades dos materiais minoradas através de coeficientes apresentados nos Eurocódigos.

A verificação dos estados limites últimos consiste na verificação da condição:

$$E_d \leq R_d, \quad (6.1)$$

em que, E_d representa o valor de calculo do efeito das ações e, R_d representa o valor de calculo da resistência correspondente.

No âmbito deste estudo, consideraram-se somente as situações de projeto referentes às combinações fundamentais, para situações de projeto persistentes ou transitórias. Logo, as combinações acidentais e sísmicas nesta fase não foram abordadas.

O Estado Limite de Utilização, relaciona o funcionamento da estrutura ou dos seus elementos estruturais em condições normais de utilização, como o conforto das pessoas e o aspeto da construção, particularmente com a deformação e fendilhação excessiva. Os dados associados com os estados limites de utilização podem afetar negativamente a estrutura, nomeadamente a sua durabilidade e o seu funcionamento.

A verificação dos estados limites utilização consiste na verificação da condição:

$$E_d \leq C_d, \quad (6.2)$$

em que, E_d apresenta o valor de calculo do efeito das ações em condições de serviço, determinado para uma combinação de ações relevante e, C_d representa o valor limite definido regulamentarmente para o mesmo efeito.

O valor de calculo do efeito das ações E_d , determinou-se neste caso para a combinação característica, de modo a avaliar a deformação na estrutura.

6.4 MATERIAIS

Os materiais adotados pretendem atender aos aspetos de durabilidade e funcionalidade. No tipo de seleção destes, consideraram-se as suas propriedades, contudo o seu custo não foi tido em conta, tratando-se de um âmbito fora deste estudo. A escala deste projeto teve influência direta na sua seleção.

Assumiu-se para este estudo, uma estrutura mista de aço e betão, considerando-se uma possível solução com boa harmonia, face ao tipo de modelo.

6.4.1 BETÃO

O betão pronto trata-se de uma mistura de cimento, agregados grossos e finos, com ou sem incorporação de adjuvantes e adições. O betão estrutural, caracteriza-se com uma massa volúmica superior a 2200 kg/m³.

A tensão de rotura à compressão é designada por classes de resistência do betão, relacionadas com o valor característico (quantilho de 5%) da resistência à compressão, referente a provetes cilíndricos f_{ck} ou a provetes cúbicos $f_{ck,cubo}$, de acordo com a EN 206-1, determinada aos 28 dias.

Segundo a EN 1994-1-1, ponto 3.1, os betões de classes de resistência inferior ao C20/25 e, superiores ao C60/75, não abrangem o projeto de estruturas mistas, devido á falta de conhecimento e experiência do comportamento de estruturas mistas com betões fracos e com alta resistência, concretamente no que se refere ao comportamento dos conectores. A fluência, retração e outros aspetos, devem ser avaliados cautelosamente pois, a EN 1994-1-1 apresenta alguns critérios para estruturas mistas que devem ser inseridos na verificação da estrutura, contudo neste estudo não iram ser abordados esses critérios.

O elemento da estrutura base definido com este material, trata-se da laje do tabuleiro. O tipo de betão adotado, considerou-se o C35/45. As suas características apresentam-se no Quadro 6.1.

Quadro 6.1 - Quadro de características de resistência do betão

Classe de resistência	f_{ck} (MPa)	$f_{ck,cubo}$ (MPa)	f_{cm} (MPa)	f_{ctm} (MPa)	$f_{ctk,0,05}$ (MPa)	$f_{ctk,0,95}$ (MPa)	E_{cm} (MPa)
C35/45	35	45	43	3,2	2,2	4,2	34

6.4.2 AÇO

O aço trata-se de um material homogéneo, proveniente da mistura da solução sólida do ferro com uma pequena percentagem de carbono, gerando um elemento metálico resistente. A fração de carbono na liga metálica representa entre 0,8% a 2,1%, dependendo da sua classe. A variação da quantidade de carbono no aço modifica as suas propriedades, especificamente a ductilidade, dureza e a tensão de cedência.

O tipo de aço adotado para as armaduras ordinárias considerou-se para o estudo o A500, apresentando-se no Quadro 6.2 as suas características.

Quadro 6.2 - Características de aço para armaduras ordinárias

Classe	f_{yk} (MPa)	f_{yd} (MPa)	E_s (GPa)	γ_s (KN/m ³)
A500	500	435	210	77

Para as vigas longitudinais o tipo de aço adotado foi o S450, segue-se no Quadro 6.3 os valores nominais para aços laminados a quente, com espessura nominal (t) entre 40 mm e 80 mm ($40 \text{ mm} < t \leq 80 \text{ mm}$).

Quadro 6.3 - Valores nominais das tensões para aços estruturais laminados a quente

Classe	f_y (MPa)	f_u (MPa)	E_s (GPa)	γ_s (KN/m ³)	α (°C)
S450	410	550	210	77	1.17E-06

Considerou-se o mesmo tipo de aço para os arcos e carlingas, sendo estes elementos de secções tubulares ocas. A classe adotada foi a S460NH/NLH, com espessura nominal (t) entre 40 mm e 80 mm ($40 \text{ mm} < t \leq 80 \text{ mm}$).

Quadro 6.4 - Valores nominais das tensões para secções tubulares ocas

Classe	f_y (MPa)	f_u (MPa)	E_s (GPa)	γ_s (kN/m ³)	α (/°C)
S460 NH/NLH	430	550	210	77	1.17E-06

Relativamente aos tirantes, optou-se por cabos pré-esforçados. As suas características seguem-se no Quadro 6.5.

Quadro 6.5 - Valores nominais das tensões para barras atirantadas

Classe	f_y (MPa)	f_u (MPa)	E_s (GPa)	γ_s (kN/m ³)	α (/°C)
S460 NH/NLH	430	550	210	77	1.17E-06

6.5 QUANTIFICAÇÃO DAS AÇÕES

Definiu-se para o dimensionamento, apenas a utilização da ação permanente e a sobrecarga rodoviária. A ação permanente refere-se ao peso próprio da estrutura e restantes cargas permanentes. As sobrecargas rodoviárias, definiram-se recorrendo aos “*load models*” provenientes da norma EN 1991-2.

No entanto, sabe-se que a norma define que os modelos de carga devem ser utilizados para a conceção de pontes rodoviárias, com comprimentos de carga inferiores a 200 m, segundo o ponto 4.1(1), da norma anteriormente mencionada.

6.5.1 AÇÕES PERMANENTES

6.5.1.1 Peso próprio dos elementos estruturais

Os valores do peso próprio usados no dimensionamento são os seguintes:

- Peso volúmico do Aço $\gamma = 77 \text{ kN/m}^3$
- Peso volúmico do Betão Armado e Pré-Esforçado $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$
- Peso volúmico do Betão Simples $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$
- Peso volúmico do Pavimento Betuminoso $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$

6.5.1.2 Restantes cargas permanentes

Recorrendo à norma NP EN 1991-1, determinou-se os seguintes valores referentes às restantes cargas permanentes:

▪ Separador “ <i>New Jersey</i> ”	$1 \times 0,240\text{m}^2 \times 25,0 \text{ kN/m}^3$	= 6,00 kN/m
▪ Lancil	$1 \times 0,126\text{m}^2 \times 25,0 \text{ kN/m}^3$	= 1,83 kN/m
▪ Guarda de segurança	$1 \times 1,0 \text{ kN/m}$	= 1,00 kN/m
▪ Passeio	$1 \times 0,126\text{m}^2 \times 25,0 \text{ kN/m}^3$	= 3,15 kN/m
▪ Viga de bordadura	$1 \times 0,128\text{m}^2 \times 25,0 \text{ kN/m}^3$	= 3,20 kN/m
▪ Guarda-corpos	$1 \times 1,0\text{kN/m}$	= 1,00 kN/m
▪ Conduta longitudinal de drenagem	$1 \times 1,0\text{kN/m}$	= 1,00 kN/m

No modelo de cálculo, as cargas permanentes aplicadas subdividiram-se em cargas de face e área, ao longo de toda a extensão do tabuleiro.

As cargas de face aplicadas no modelo, correspondem a:

- 4,20 kN/m - viga de bordadura mais guarda corpos;
- 2,83 kN/m - lancil mais guarda de segurança;
- 1,00 kN/m - conduta longitudinal de segurança;
- 6,00 kN/m - separados central “*New Jersey*”.

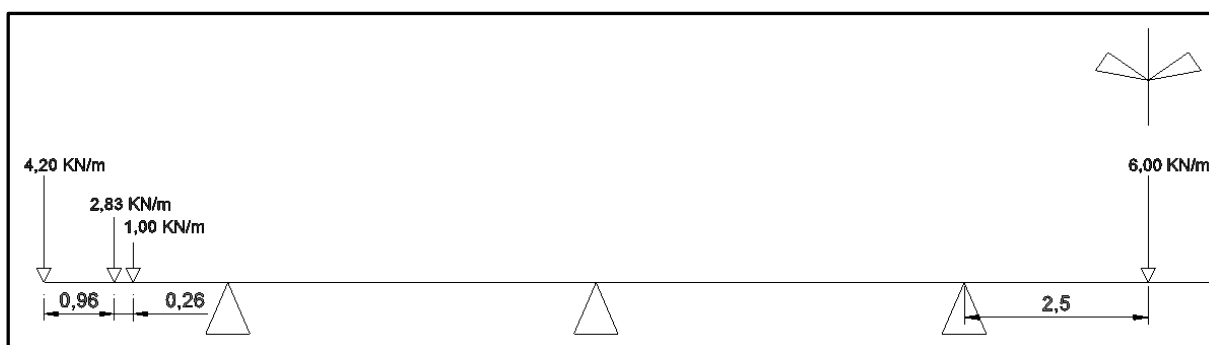


Figura 6.1 - Perfil transversal, com as cargas permanentes de face

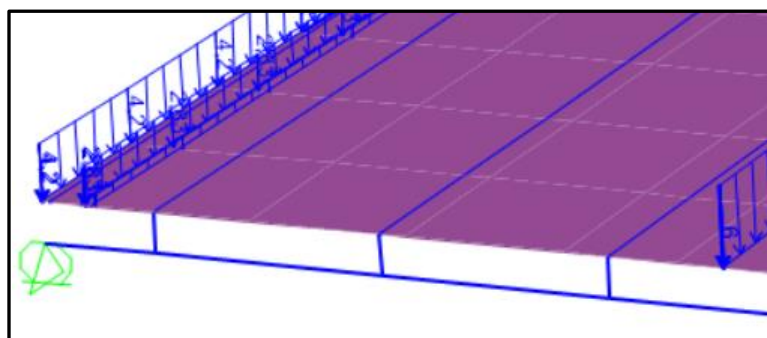


Figura 6.2 - Modelo de cargas permanentes de face, no software

As cargas de área correspondem a:

- 4,40 kN/m² - passeio (3,15 kN/m x 1/0,71m = 4,40 kN/m²);
- 2,40 kN/m² - camada de desgaste mais impermeabilizante (24 kN/m³ x 0,10m)

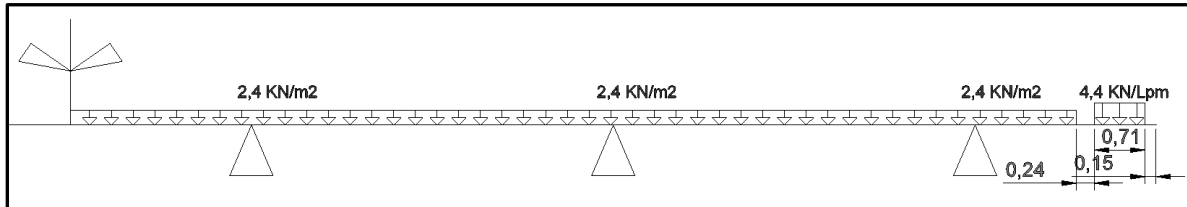


Figura 6.3 - Perfil transversal com as cargas permanentes de área

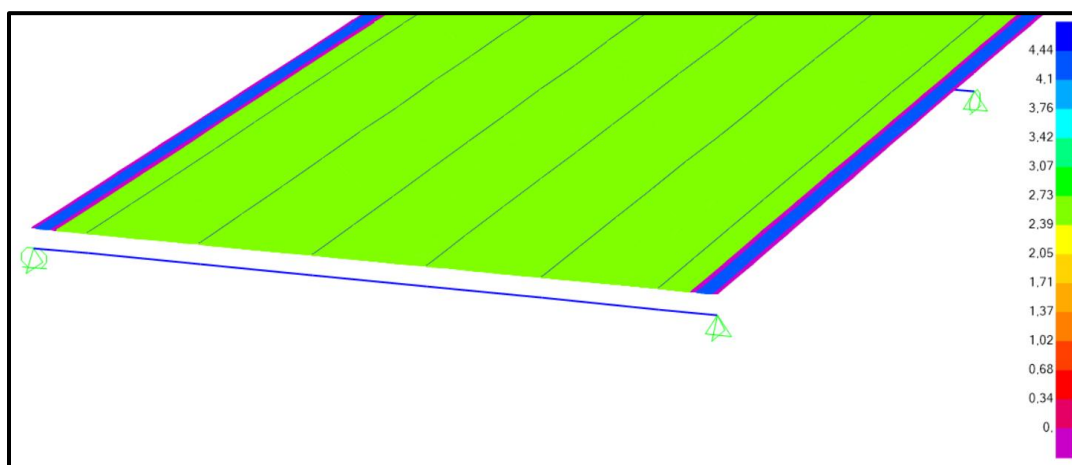


Figura 6.4 - Modelo de cargas permanentes de face, no software

6.5.2 AÇÕES VARIÁVEIS

6.5.2.1 Sobrecargas rodoviárias

A ação das sobrecargas rodoviárias, definiu-se com base na norma EN 1991-2, onde são caracterizados 4 modelos de carga diferentes, conhecidos como “load models”:

- LM1 - cargas concentradas e uniformemente distribuídas, que cobrem a maioria dos efeitos do tráfego rodoviário, ligeiro e pesado. O modelo pode ser usado para verificações gerais ou locais;
- LM2 - carga de eixo único aplicada em áreas específicas de contacto dos pneus, que cobre os efeitos dinâmicos do tráfego normal em curtos membros estruturais;
- LM3 - conjunto de pares de cargas por eixo, que representam veículos especiais (por exemplo transporte industrial) que podem circular em vias, que permitam cargas muito elevadas. Destina-se a verificações globais e locais;
- LM4 - carga de multidão, poderá ser aplicada em partes relevantes do comprimento e largura do tabuleiro, usada apenas para verificações gerais, deve ser associada apenas a uma situação de projeto transitório.

Os modelos de carga utilizados neste desenvolvimento foram, o LM1 e o LM4 sendo, este último adaptado ao tipo de análise. Para o LM1, um conceito básico trata-se da divisão da faixa de rodagem em

vias fictícias, como apresenta o Quadro 6.6. A faixa de rodagem mede-se entre os limites de circulação dos veículos, ou entre lancis que deverão ter uma altura mínima recomendada de 100mm.

Quadro 6.6 - Número e largura das vias fictícias (norma EN 1991-2)

Largura da via w	Número de vias fictícias	Largura da via fictícia w_l	Largura da área restante
$w < 5,4 \text{ m}$	$n_l = 1$	3 m	$w - 3 \text{ m}$
$5,4 \text{ m} \leq w < 6 \text{ m}$	$n_l = 2$	$w/2$	0
$6 \text{ m} < w$	$n_l = \text{Int} (w/3)$	3 m	$w - 3 \times n_l$

Nota: Por exemplo, para uma largura de tabuleiro de 11 m, $n_l = \text{Int} (w/3) = 3$, e a largura da área restante é $11 - 3 \times 3 = 2 \text{ m}$.

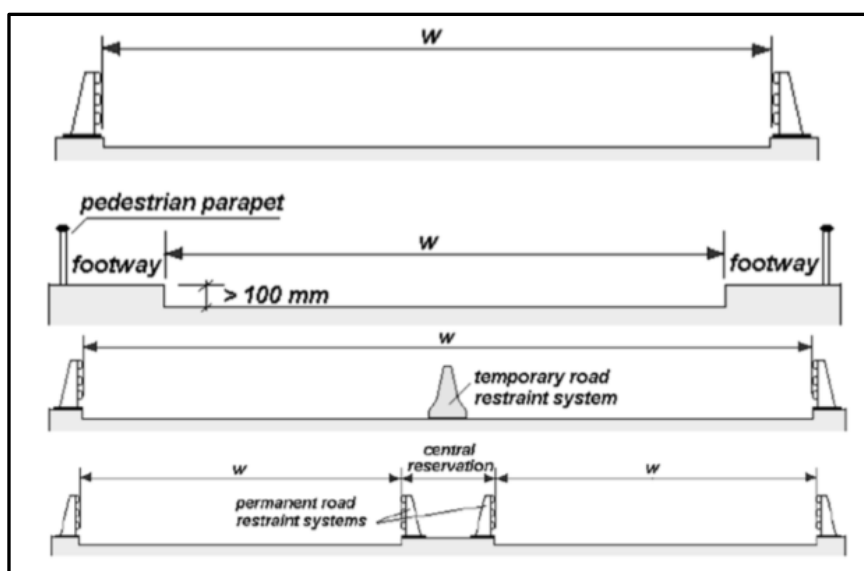


Figura 6.5 - Definição de w , para os diferentes tipos de plataforma

Considerou-se em 5.2.1, que os separadores em caso de reparação das vias ou outro motivo válido excecional, poderão sofrer variações no que respeita ao seu posicionamento, assim a definição de w , para o caso de estudo estabeleceu-se $w = 27,8 \text{ m}$, tratando-se de o caso mais desfavorável.

Estabelecendo-se $w = 27,8 \text{ m}$, implica que $n_l = 9$, com uma largura da via fictícia = 3m e com largura da área restante de 0,8m.

O modelo de carga LM1 define-se em:

- cargas concentradas de duplo eixo (TS - *tandem system*), com o peso definido por,

$$\alpha_Q Q_k, \quad (6.3)$$

em que α_Q , trata-se de um fator de ajustamento.

- cargas uniformemente distribuídas (UDL - *uniformly distributed load*), com o peso por metro quadrado definido em cada via fictícia por,

$$\alpha_q Q_k, \tag{6.4}$$

em que α_q , trata-se de um fator de ajustamento.

No Quadro 6.7 apresentam-se os valores característicos de Q_{ik} e q_{ik} para o LM1, com amplificação dinâmica incluída.

Quadro 6.7 - Cargas características para LM1, segundo EN 1991-2

Localização	Tandem system TS	UDL system
	Cargas concentradas por eixo Q_{ik} (KN)	q_{ik} (KN/m ²)
Via Fictícia Número 1	300	9
Via Fictícia Número 2	200	2,5
Via Fictícia Número 3	100	2,5
Outras Vias Fictícias	0	2,5
Área restante (q_{rk})	0	2,5

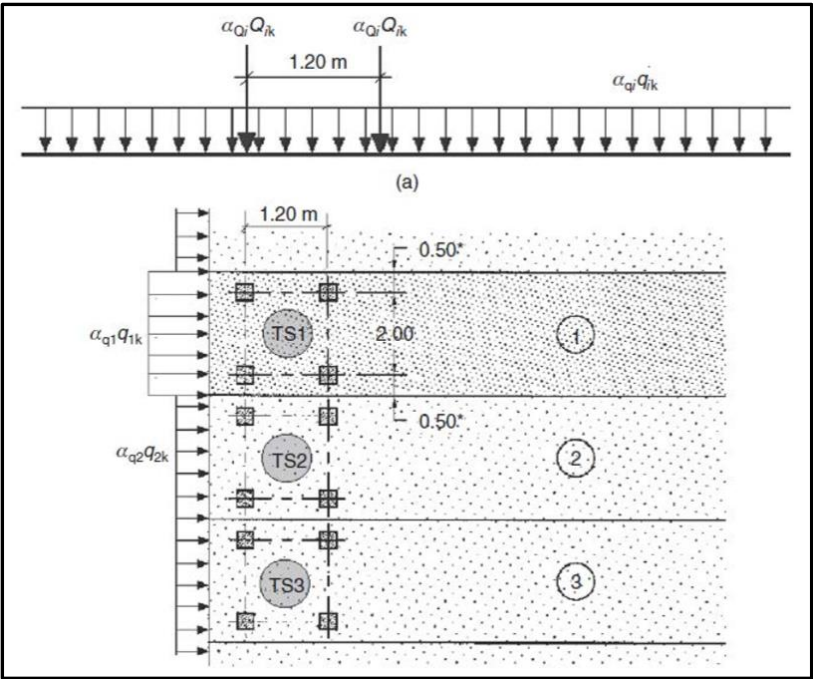


Figura 6.6 - Aplicação do modelo de carga LM1 nas pistas fictícias

Considerou-se em 5.2.1, que a obra de arte se encontra inserida numa rede de autoestrada urbana, ou seja, caracteriza-se pelo elevado volume de tráfego, incluindo tráfego de médio e longo curso. Logo, definiu-se de modo conservativo, adotar para as cargas por eixo e uniformemente distribuídas um coeficiente correspondente à classe 1, estabelecido pela norma EN 1991-2.

Quadro 6.8 - Classes de uso de pontes e respetivos coeficientes

Classes	α_{Q1}	$\alpha_{Q1} \text{ i} \geq 2$	α_{q1}	$\alpha_{q1} \text{ i} \geq 2$	α_{qr}
1ª Classe	1	1	1	1	1
2ª Classe	0,9	0,8	0,7	1	1
3ª Classe	0,8	0,5	0,5	1	1

Em que:

- 1ª Classe: define o tráfego internacional de veículos pesados
- 2ª Classe: define o tráfego de veículos pesados “normais”
- 3ª Classe: define o tráfego de veículos pesados “leves”

No modelo de cálculo elaborado, os valores das cargas por eixo para a via 1, 2 e 3 foram respetivamente $2 \times 150 = 300 \text{ KN}$, $2 \times 100 = 200 \text{ KN}$ e $2 \times 50 = 100 \text{ KN}$. Relativamente às cargas uniformemente distribuídas considerou-se um valor de $1 \times 9 = 9 \text{ KN/m}^2$ para a via 1, $1 \times 2,5 = 2,5 \text{ KN/m}^2$ para as restantes vias fictícias e área restante.

Como anteriormente referido, recorreu-se ao modelo de carga LM1 e ao LM4 para verificar quais os cenários mais gravosos a nível global e transversal.

Para a análise transversal, começou-se por determinar a linha de influência para verificar o caso de carga mais condicionante. De acordo com a teoria das superfícies de influência, querendo maximizar o momento de uma das longarinas a meio vão, deve-se colocar uma rótula na longarina em análise e seguidamente aplicar um par de momentos, sendo a deformada obtida a superfície de influência. Contudo, no contexto deste trabalho de forma aproximada, recorreu-se a um modelo simples no programa Sap2000, simulando um tramo do tabuleiro. Seguidamente aplicou-se uma carga unitária a meio vão do tramo, para dois casos:

- 1º Caso – Aplicação de carga pontual na longarina da extremidade (P2).

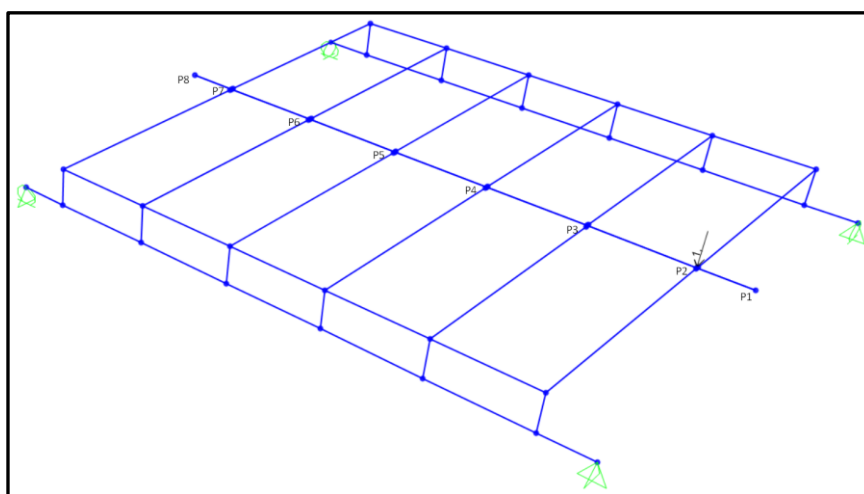


Figura 6.7 - Modelo simplificado, para determinar a linha de influência, após a aplicação de uma carga unitária sobre a longarina da extremidade.

Com os resultados gerados pelo programa, retirou-se os valores de momentos segundo Z, nos nós onde as longarinas se cruzam, com a barra transversal onde foi aplicada a carga.

Quadro 6.9 - Esforços do 1º caso estabelecido para definir o traçado da linha de influência

Pontos	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8
Mz (KN.m)	3,34	2,86	1,88	1,07	0,51	0,15	-0,09	-0,20

Com recurso ao programa de desenho *Autocad*, traçou-se a linha de influência para o esquema de carga, com uma escala ampliada.

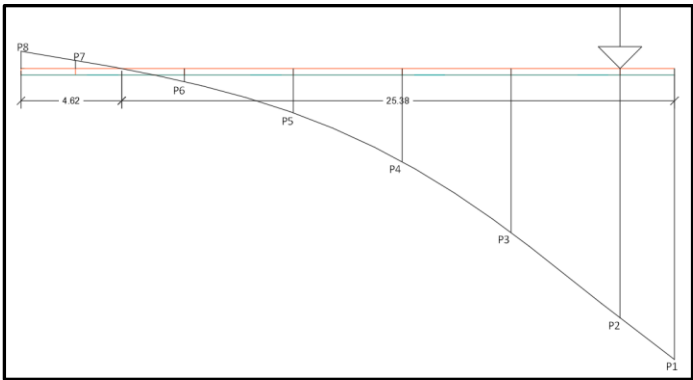


Figura 6.8 - Traçado da linha de influência para o 1º cenário estabelecido

Após a determinação da linha de influência, aplicou-se o modelo de carga LM1 na secção transversal, com esta disposição de cargas, ilustrado na Figura 6.9.

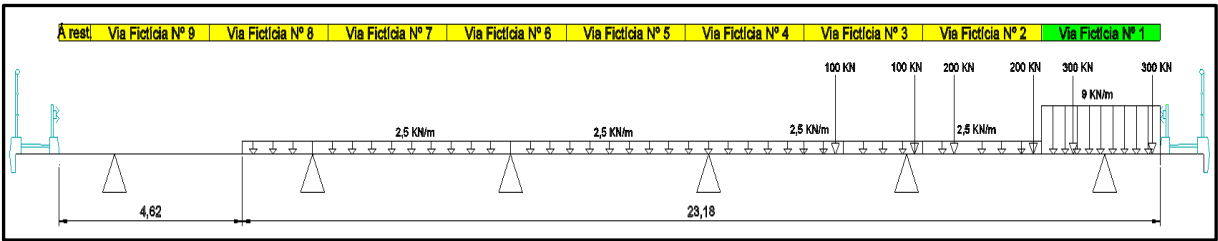


Figura 6.9 - Esquema de cargas definidas através do LM1 para o 1º caso de carga

- 2º Caso - Aplicação de carga pontual, na longarina central (P4).

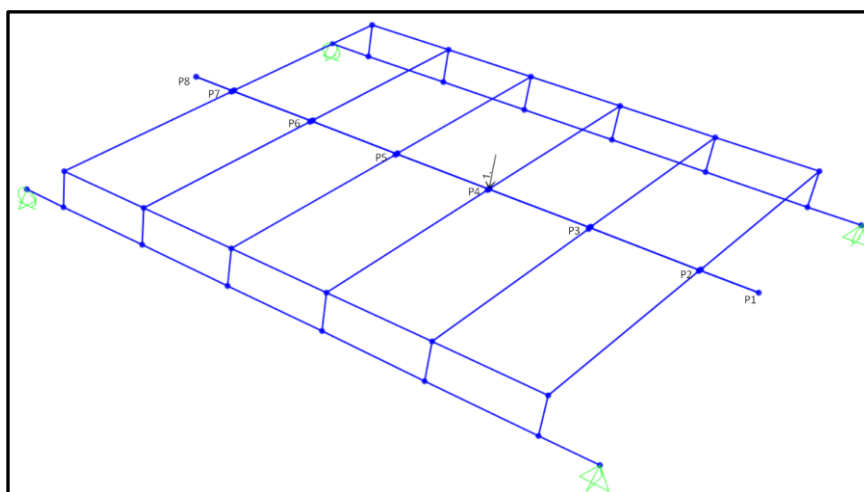


Figura 6.10 - Modelo simplificado para determinar a linha de influência, depois da aplicação de uma carga unitária sobre a longarina central

Através dos resultados gerados pelo programa, retirou-se novamente os valores de momentos segundo Z, nos nós onde as longarinas se cruzam, com a barra transversal onde foi aplicada a carga.

Quadro 6.10 - Esforços do 2º cenário estabelecido para definir o traçado da linha de influência

Pontos	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8
Mz (KN.m)	0,90	1,03	1,28	1,40	1,17	0,81	*0,48	0,32

Utilizando de novo o programa de desenho *Autocad*, traçou-se a linha de influência, para o esquema de carga considerado, com uma escala ampliada.

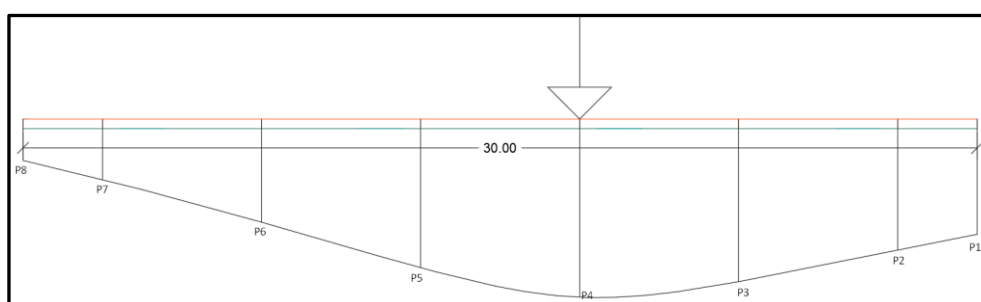


Figura 6.11 - Traçado da linha de influência para o 2º caso estabelecido

Após a determinação da linha de influência, aplicou-se o modelo de carga LM1, definindo-se a seguinte disposição de cargas, apresentado na Figura 6.12.

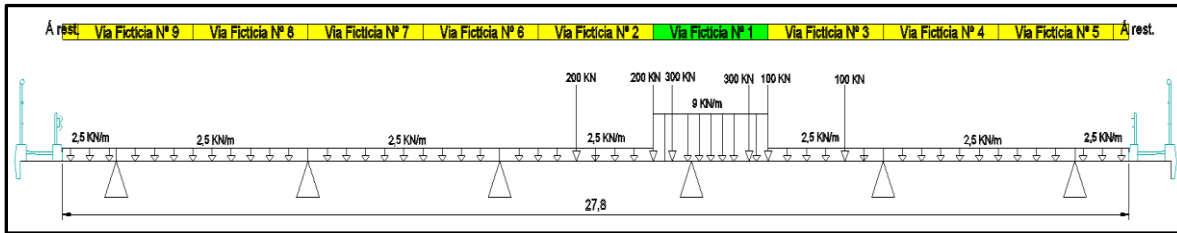


Figura 6.12 - Esquema de cargas definidas através do LM1 para o 2º caso de carga

Com os dois casos definidos, realizaram-se vários cenários de carga alterando-se a posição das cargas concentradas (*Tandem system*) longitudinalmente no tabuleiro, procurando o caso de carga mais desfavorável para o dimensionamento dos elementos da estrutura base.

Por o modelo de sobrecargas LM4 ser mais condicionante, recorreu-se a este modelo, de modo a analisar a estrutura globalmente, concretamente para verificar a estabilidade dos arcos. Este modelo de carregamento indica uma carga uniformemente distribuída no valor de 5 kN/m² para carregamento de multidão. Gerou-se vários cenários, com a atuação da sobrecarga em secções específicas da laje da plataforma, de forma a obter a geometria de aplicação da ação que leva primeiro à instabilidade do arco.

Os diferentes tipos de cenário, adotados para este modelo de sobrecargas apresentam-se seguidamente:

- 1º Caso

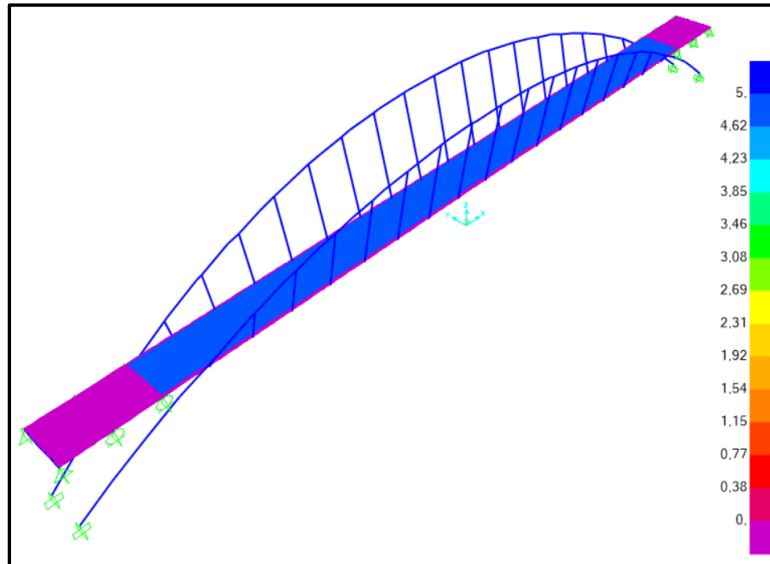


Figura 6.13 - Geometria de aplicação de sobrecarga adotada para o estudo da estabilidade do arco - 1º Caso

- 2º Caso

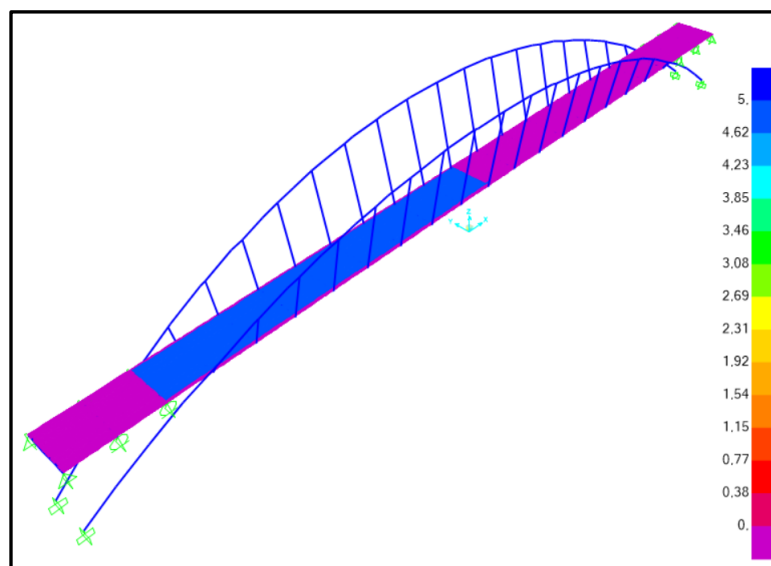


Figura 6.14 - Geometria de aplicação de sobrecarga adotada para o estudo da estabilidade do arco - 2º Caso

- 3º Caso

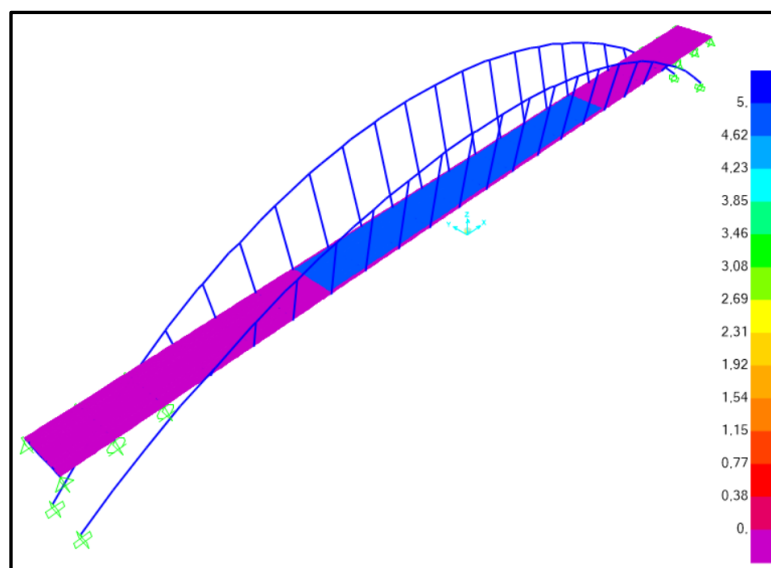


Figura 6.15 - Geometria de aplicação de sobrecarga adotada para o estudo da estabilidade do arco - 3º Caso

- 4º Caso

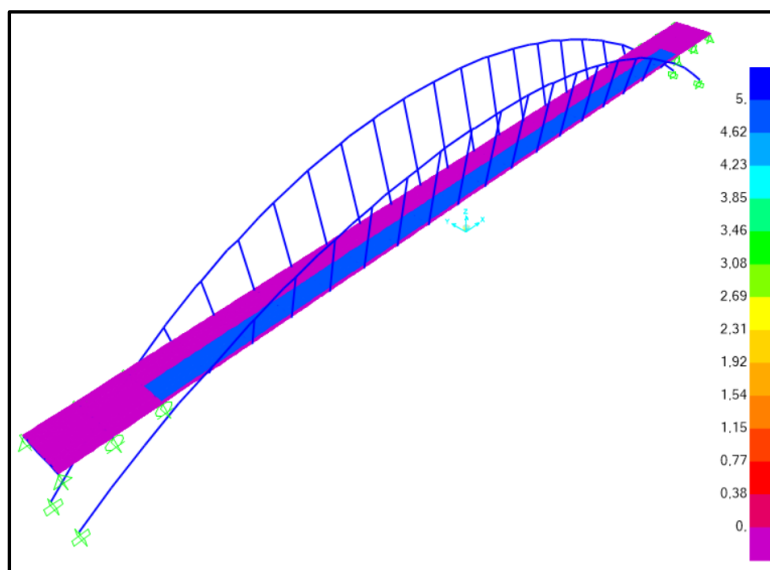


Figura 6.16 - Geometria de aplicação de sobrecarga adotada para o estudo da estabilidade do arco - 4º Caso

- 5º Caso

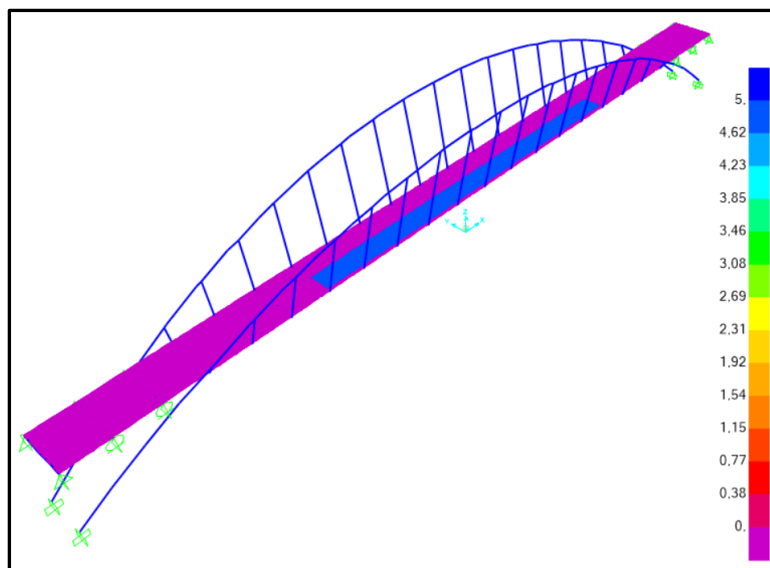


Figura 6.17 - Geometria de aplicação de sobrecarga adotada para o estudo da estabilidade do arco - 5º Caso

- 6º Caso

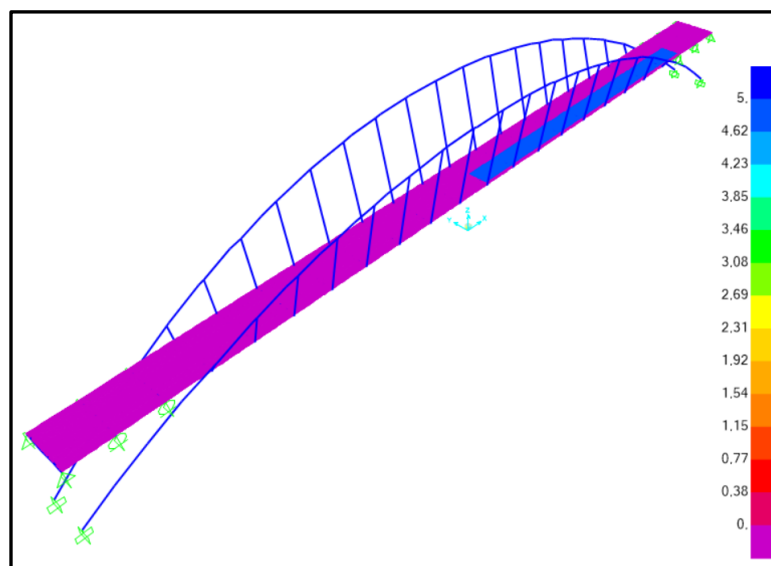


Figura 6.18 - Geometria de aplicação de sobrecarga adotada para o estudo da estabilidade do arco - 6º Caso

- 7º Caso

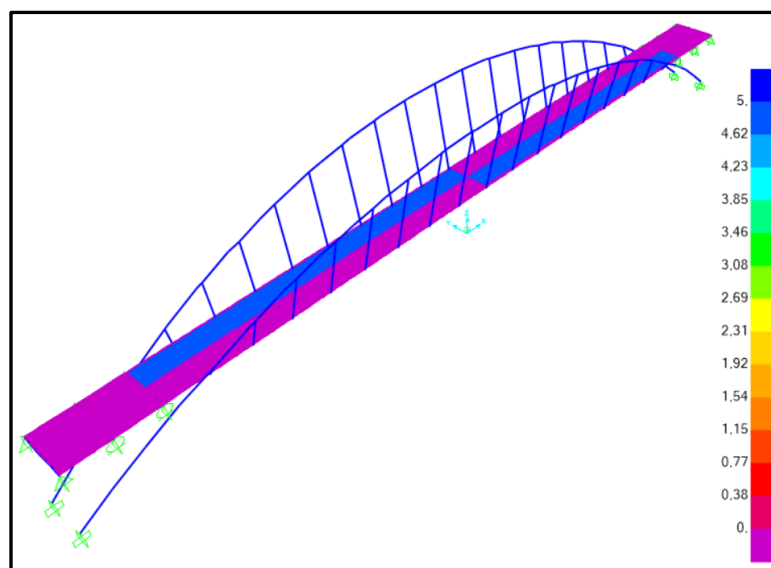


Figura 6.19 - Geometria de aplicação de sobrecarga adotada para o estudo da estabilidade do arco - 7º Caso

▪ 8º Caso

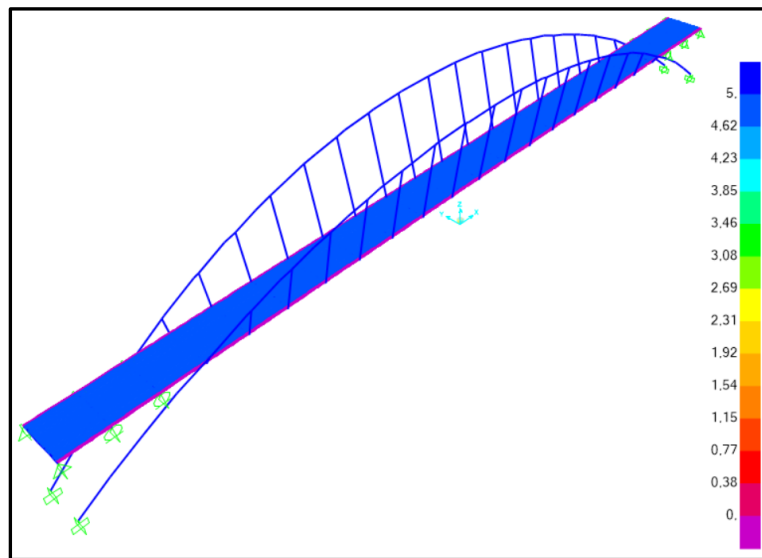


Figura 6.20 - Geometria de aplicação de sobrecarga adotada para o estudo da estabilidade do arco - 8º Caso

Os diferentes tipos de carregamento apresentados, pretendem reproduzir a pior situação possível para a estrutura. Após a realização de vários testes de análise, verificou-se os casos mais desfavoráveis para os elementos estruturais, que serão apresentados em 6.7, para cada elemento.

Em suma, utilizou-se os vários modelos de cargas mais condicionantes, para cada elemento estrutural.

6.6 COMBINAÇÕES DE AÇÕES

A definição das combinações de ações, para estabelecer o dimensionamento de uma ponte rodoviária, apresentam-se estabelecidas no Anexo A2 da norma EN 1900.

Considerou-se para o estudo a combinação de ações em relação aos estados limites últimos e de utilização, tal como referido em 6.3.

O Quadro 6.11 apresenta, os valores dos coeficientes de simultaneidade para as diferentes combinações estabelecidas.

Quadro 6.11 - Valores recomendados dos coeficientes para pontes rodoviárias

	Ações				
	PP	RCP	LM1		LM4
			SR (UDL)	SR(TS)	SR (UDL)
Ψ_0	-	-	0,4	0,75	0,0
Ψ_1	-	-	0,4	0,75	0,75
Ψ_2	-	-	0,0	0,0	0,0
γ Favorável	1,0	1,0	0,0	0,0	0,0
γ Desfavorável	1,35	1,35	1,5	1,5	1,5

Em que:

- PP – Peso próprio;
- RCP – Restantes cargas permanentes;
- SC (UDL) – Sobrecarga rodoviária (*Uniformly Distributed Load*);
- SC (TS) – Sobrecarga rodoviária (*Tandem System*);
- Ψ_0 – Coeficiente para determinação do valor de combinação de uma ação variável;
- Ψ_1 – Coeficiente para determinação do valor frequente de uma ação variável;
- Ψ_2 – Coeficiente para determinação do valor quase-permanente de uma ação variável;
- γ – Coeficiente parcial (de segurança ou de utilização).

6.6.1 COMBINAÇÕES DOS ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS

As combinações dos estados limites últimos subdividem-se em quatro conjuntos, no entanto, será apenas avaliado a combinação para projeto e dimensionamento de membros estruturais.

6.6.1.1 Combinação STR

Esta combinação pretende analisar e verificar a estrutura de modo a evitar o colapso ou deformações excessivas nos elementos estruturais, sendo definida como a combinação mais importante para o dimensionamento.

A sua expressão geral apresenta-se seguidamente:

$$\sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q \quad (6.3)$$

O valor de $\gamma_{G,j}$ assume um valor de 1,35 para situações desfavoráveis e o valor de 1,00 para situações em que a ação é favorável. Em relação às ações variáveis, $\gamma_{Q,i}$ tem um valor igual a 1,5 para sobrecargas devidas ao tráfego rodoviário. Todavia, quando as ações variáveis são favoráveis, perante essas circunstâncias não são consideradas no cálculo.

Quadro 6.12 - Combinações definidas com os respectivos fatores de majoração, para o estado limite último (STR)

Combinação	Ação base	PP+RCP	TS+UDL (LM1)	UDL(LM4)
1	TS+UDL (LM1)	1,00/1.35	1,50	-
2	UDL(LM4)	1,00/1.35	-	1,50

6.6.2 COMBINAÇÕES DOS ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO

As combinações dos estados limite de serviço subdividem-se em três conjuntos, no entanto, será apenas avaliado a combinação característica, de forma a analisar a deformação na estrutura.

6.6.2.1 Combinação característica

De modo geral, esta combinação define-se para os estados limites irreversíveis. Considera-se para além da ação das cargas permanentes, juntamente com uma ação variável base com valor característico, as ações variáveis sobrantes reduzidas através da multiplicação pelo fator Ψ_0 .

Expressão geral:

$$\sum G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum \Psi_{0,i} Q \quad (6.3)$$

Seguidamente, apresenta-se no Quadro 6.13 as combinações consideradas com os respectivos coeficientes.

Quadro 6.13 - Combinações de ações em relação aos estados limites de utilização

Combinação	Ação base	PP+RCP	TS+UDL (LM1)	UDL(LM4)
1	TS+UDL (LM1)	1,00	0,00/1,00	-
2	UDL(LM4)	1,00	-	0,00/1,00

6.7 VERIFICAÇÃO AOS ESTADOS LIMITES

Neste subcapítulo, apresenta-se a verificação aos estados limites últimos e de serviço, dos elementos constituintes da estrutura base.

Dimensionou-se para o estado limite último apenas uma secção, para o arco, tirantes, longarinas e carlingas. Essa secção, corresponde a cada zona crítica para cada elemento, ou seja, onde os esforços são máximos para cada um desses.

Assim, estabeleceu-se na Figura 6.21 as secções críticas, determinadas pelo programa de calculo *CSIBridge*, que apresenta os elementos com maiores esforços, para a combinação condicionante de cada elemento.

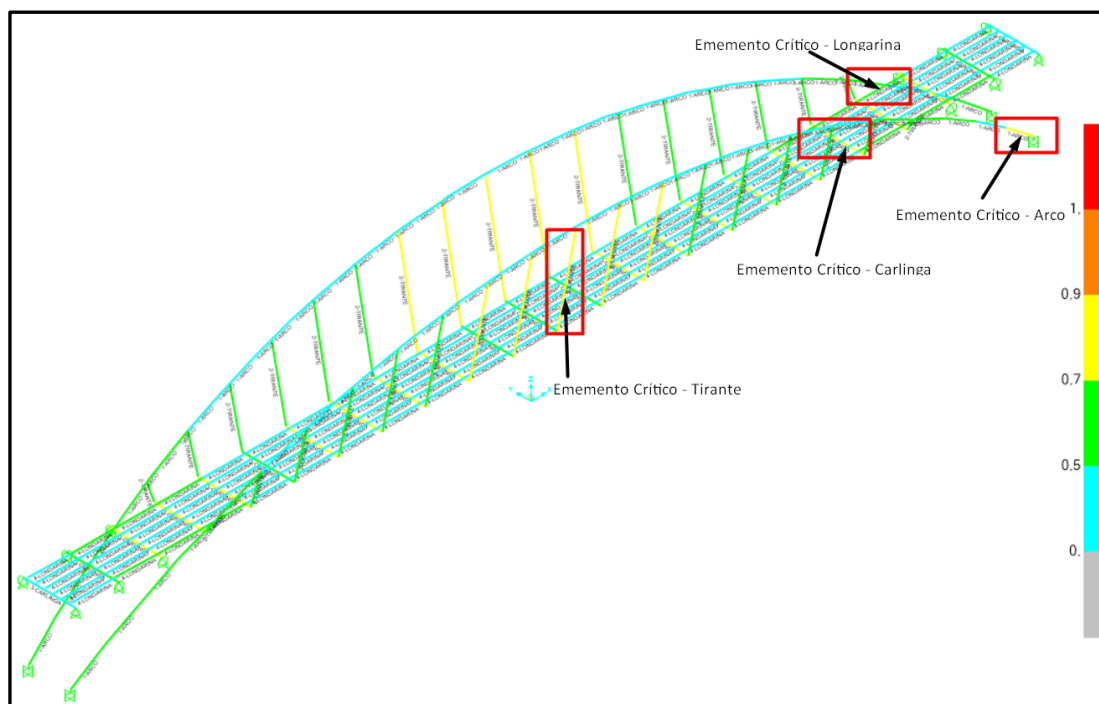


Figura 6.21 - Elementos críticos da estrutura base para o ELU

O modelo de sobrecargas condicionante para o arco, segundo o software foi o LM4, 2º caso, correspondendo à Figura 6.14.

Em relação aos tirantes, o esquema de cargas condicionantes tratou-se do 1º caso, referente ao LM1, em que a sobrecarga distribuída (UDL) encontra-se na totalidade do tabuleiro e, a pontual (TS) localiza-se longitudinalmente a meio do tabuleiro. A Figura 6.9 anteriormente abordada, apresenta a secção transversal com a disposição das cargas em foco.

Nas carlingas, a situação mais desfavorável tratou-se do 1º caso, pertencente ao modelo de sobrecargas LM4, como apresentado na Figura 6.13.

Por fim, o modelo de sobrecargas mais gravoso, para a verificação à segurança das longarinas, corresponde ao 2º caso do modelo de sobrecargas LM4, exposto na Figura 6.14.

Relativamente ao estado limite de utilização, será analisada a deformação dos os elementos, segundo a combinação definida.

Seguidamente, será realizada uma abordagem geral, focando os passos mais importantes para a verificação de segurança, contudo, todos os valores de parâmetros referentes ao calculo que não se encontrarem devidamente definidos, apresentam-se no Anexo E1.

6.7.1 ARCO

6.7.1.1 Estado limite último

O arco, definiu-se como o elemento estrutural mais relevante neste estudo. No tipo de estrutura, trata-se do elemento em destaque pelo seu formato ou disposição, mas igualmente porque recebe a maior percentagem de cargas atuantes. Como qualquer arco, encontra-se sujeito a uma compressão elevada e,

apresenta uma geometria inclinada que provocará flexão desviada, ou seja, ostenta flexão nos dois planos, ao longo de toda a sua extensão.

Considerando-se uma coluna viga, a sua análise estabeleceu-se bastante peculiar, devido à sua geometria e condições de apoio ao longo do seu comprimento não serem os comuns numa coluna.

Segue-se a verificação aos estados limites últimos, para as combinações estabelecidas em 6.6.

Nos critérios apontados pela EN 1993-1-1, a classe que define a secção do arco, depende do diâmetro exterior, da espessura da parede e do tipo de aço. A secção encontra-se sob esforços de flexão e compressão, logo a classificação para secções tubulares apresenta-se:

$$\frac{d}{t} \leq 50\varepsilon^2 \rightarrow \text{secção de Classe 1} \quad (6.4)$$

$$\frac{d}{t} \leq 70\varepsilon^2 \rightarrow \text{secção de Classe 2} \quad (6.5)$$

$$\frac{d}{t} \leq 90\varepsilon^2 \rightarrow \text{secção de Classe 3} \quad (6.6)$$

$$\frac{d}{t} > 90\varepsilon^2 \rightarrow \text{secção de Classe 4} \quad (6.7)$$

$$\text{com } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

em que:

- d - diâmetro exterior;
- t - espessura da parede da secção;
- ε - fator que depende da tensão de cedência f_y do aço utilizado.

$$\frac{d}{t} = \frac{11000}{80} = 137,5 > 90\varepsilon^2 = 90 \times 0,55 = 49,5 \rightarrow \text{secção Classe 4}$$

Considerando-se uma verificação à flexão composta, a norma apresenta em 6.2.9.3 um critério para secções transversais da classe 4.

Foi necessário fazer uma análise com base nas tensões atuantes na fibra mais solicitada, recorrendo-se à expressão seguinte, apresentada pela norma EN 1993-1-1, no ponto 6.2.9.3 (2):

$$\frac{N_{Ed}}{A_{eff} f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{y,Ed} + N_{Ed} e_{Ny}}{W_{eff,y,min} f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{z,Ed} + N_{Ed} e_{Nz}}{W_{eff,z,min} f_y / \gamma_{M0}} \leq 1 \quad (6.8)$$

em que:

- A_{eff} – área efetiva da secção transversal, quando submetida a compressão uniforme;
- $W_{eff,min}$ – modulo de flexão efetivo da secção transversal (referente à fibra da secção onde a tensão elástica é mais elevada), quando submetida apenas a um momento fletor em relação ao eixo considerado;
- e_N – afastamento entre os centros de gravidade da área efetiva (A_{eff}) e da área bruta da secção transversal, quando esta se encontra submetida apenas à compressão.

No entanto, o Eurocódigo 3 Parte 1-1, deixa alguns pontos omissos, para secções tubulares circulares de classe 4. Assim, foi necessário tomar algumas considerações. Assumiu-se a área efetiva igual à área bruta e, a excentricidade entre os centros de gravidade relativos à área bruta e efetiva, igual a zero.

Os esforços condicionantes para o dimensionamento, obtidos pelo *software* de cálculo, particularmente o esforço axial de compressão e os momentos segundo as duas direções, seguem-se no Quadro 6.14.

Quadro 6.14 - Esforços de dimensionamento do arco, para o estado limite último segundo o caso de carga condicionante

Ned (KN)	Med,yy(KN.m)	Med,zz(KN.m)
-364999,701	1262393,049	-90048,008

Substituindo-se os valores dos esforços gerados pelo programa, na equação (6.8), obtém-se o coeficiente relativo à ponderação do efeito das tensões afetas ao esforço axial de compressão e aos momentos fletores, de modo a validar a segurança da secção do arco, assim:

$$0,309 + 0,395 + 0,028 = 0,705 \leq 1$$

A verificação para o estado limite último, referente à flexão composta encontra-se certificada.

A estabilidade do arco, trata-se de uma verificação igualmente importante neste âmbito. De modo a que a segurança seja garantida, a norma EN 1993-1-1 define várias condições, de forma a assegurar que a segurança à encurvadura seja verificada. No ponto 6.3.3 (4) os elementos deverão satisfazer as seguintes condições:

$$\frac{N_{Ed}}{X_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{X_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad (6.9)$$

$$\frac{N_{Ed}}{X_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{X_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad (6.10)$$

em que:

- N_{Ed} , $M_{y,Ed}$ e $M_{z,Ed}$ - valores de cálculo do esforço de compressão e dos momentos fletores máximos no elemento, respetivamente, em relação aos eixos y-y e z-z;
- $\Delta M_{y,Ed}$ e $\Delta M_{z,Ed}$ - momentos fletores gerados pelo esforço de compressão N_{Ed} , sobre o deslocamento do eixo neutro devido à redução de secções de Classe 4;
- X_y e X_z - coeficientes de redução devidos à encurvadura por flexão, por ação de um esforço de compressão N_{Ed} ;
- X_{LT} - coeficiente de redução devido à encurvadura lateral por flexão;
- k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} e k_{zz} - fatores de interação.

Para esta verificação, os esforços de dimensionamento encontram-se na análise realizada anteriormente. Relativamente aos momentos fletores adicionais devido à deslocação do eixo neutro, foram considerados nulos, devido ao afastamento entre os centros de gravidade da área efetiva ser zero.

Seguidamente, define-se os coeficientes de encurvadura e os coeficientes de interação, ambos têm por base a análise de colunas ou vigas de secção constantes, desenvolvimento linear e considerando condições de apoio nas extremidades.

O coeficiente de redução devido à encurvadura lateral X_{LT} , considera-se neste caso o valor igual a 1,0 definido tendo em conta o tipo de secção, sendo esta tubular $h/b < 10$ ($h = b$) logo, não apresenta suscetibilidade à instabilidade lateral por flexão.

Relativamente ao coeficiente de redução devido à encurvadura como coluna, para qualquer elemento metálico comprimido, a norma EN 1993-1-1 define no ponto 6.3.1.2, os passos a seguir para determinar o coeficiente de redução, devido à encurvadura por compressão de uma coluna, nos dois eixos. Os parâmetros associados são dependentes de duas variáveis:

- $\bar{\lambda}$ - esbelteza normalizada do arco em cada eixo (neste caso sendo uma secção circular a esbelteza será igual em ambos os eixos, logo considera-se apenas uma esbelteza geral e consequentemente um coeficiente de redução);
- Φ - parâmetro que depende de um fator de imperfeição α , que assume um valor correspondente à curva de encurvadura definida e da mesma esbelteza normalizada.

$$X = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad \text{mas } X \leq 1.0 \quad (6.11)$$

$$\Phi = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] \quad (6.12)$$

A primeira ponderação neste estudo consistiu em analisar qual a curva de encurvadura a adotar. O coeficiente de imperfeição depende de alguns parâmetros:

- configuração da secção;
- eixo em torno da qual ocorre a encurvadura;
- classe do aço;
- processo de fabrico;
- relações entre as dimensões da secção.

As curvas têm origem em ensaios realizados em colunas com secção constante e condições de apoio iguais nas extremidades.

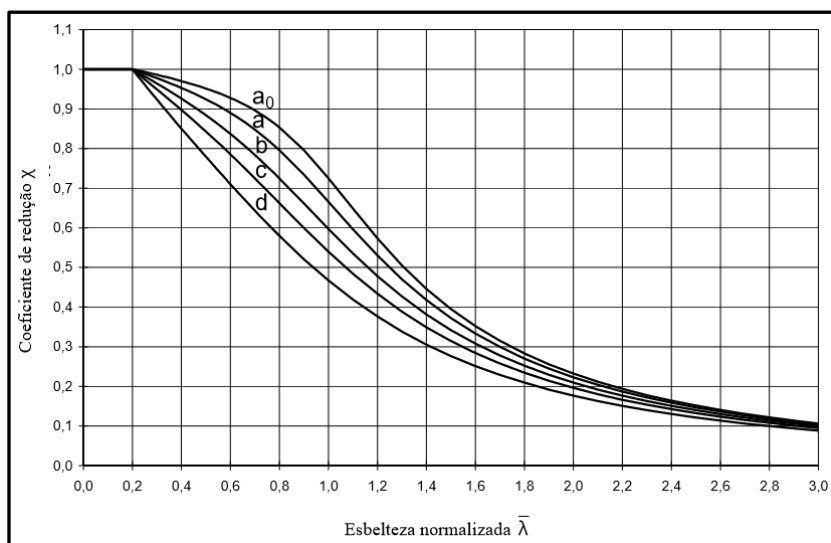


Figura 6.22 - Curvas de encurvadura

Algumas normas atuais aconselham o uso da curva *b*, sendo esta considerada conservativa. Todavia, para o caso de estudo adotou-se a curva *a*.

Em relação à esbelteza normalizada ($\bar{\lambda}$), a norma estabelece no ponto 6.3.1.2, a seguinte expressão, para secções transversais de classe 4.

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{\text{eff}} f_y}{N_{\text{cr}}}} \quad (6.13)$$

em que:

A_{eff} - a área da secção;

f_y - tensão de cedência do aço adotado;

N_{cr} - valor crítico do esforço axial associado ao modo de encurvadura elástica.

A área efetiva, tal como abordado anteriormente considera-se igual à área bruta. De modo a obter a carga crítica, apresenta-se a expressão estabelecida pela norma:

$$N_{\text{cr}} = \frac{\pi^2 EI}{L_{\text{cr}}^2} \quad (6.14)$$

com,

- E - módulo de Elasticidade de Young = 210GPa;
- I - momento de inércia em torno de eixo definido;
- L_{cr} - comprimento de encurvadura.

A determinação da carga crítica, obtém-se para uma coluna de secção constante e submetida a esforço axial uniforme.

O primeiro obstáculo a contornar, tratou-se de determinar o comprimento crítico de encurvadura, sendo que, não se conhece nenhum método direto para o caso de um arco curvo com tirantes inclinados. O facto de o arco apresentar um andamento curvo e com pendurais que funcionam como molas de rigidez variável, embaraça ainda mais o problema.

No entanto, utilizou-se o programa de calculo *CSIBridge* de forma a obter o valor da carga que leva à instabilidade do elemento, para isso foi necessário realizar uma análise de estabilidade (*buckling analysis*), gerada através do *software*. Trata-se de uma análise elástica, tendo por base o acréscimo sequencial de uma dada ação ou de uma combinação de ações, até que o modelo atinja a instabilidade.

Após a realização desse processo iterativo, determinou-se os vários modos de instabilidade, definindo-se por um parâmetro λ . O fator corresponde ao número de vezes que, a ação inicialmente aplicada precisa de ser incrementada de modo a que a estrutura instabilize, para cada modo. O menor valor corresponde ao parâmetro da carga crítica e, o modo de instabilidade corresponde ao modelo de cargas aplicadas que leva em primeiro à instabilidade. Este trata-se do processo que o programa segue. Contudo, o fator de carga crítica e o modo de instabilidade, dependem das propriedades da estrutura e da disposição das cargas aplicadas. Considerou-se então necessário, determinar o valor da sobrecarga crítica que leva à instabilidade (λ) e, qual a disposição de cargas na estrutura a que corresponde.

Em 6.5.2.1 estabeleceu-se várias disposições, para a aplicação das sobrecargas rodoviárias ao longo do tabuleiro. Assim, adotou-se para esta análise esses modelos de carregamento, de modo a obter qual o primeiro que leva à instabilidade.

Os modelos de carregamento em estudo, apresentam-se:

- 1º - Caso de carga referente ao LM1, 1º caso (Figura 6.9), com a aplicação das *UDL*, em toda a extensão do o tabuleiro e, as *TS* aplicadas a veio vão do mesmo;
- 2º - Caso de carga referente ao LM1, 2º caso (Figura 6.12), com a aplicação das *UDL*, em toda a extensão do o tabuleiro e, as *TS* aplicadas a veio vão do mesmo;
- 3º - Caso de carga referente ao LM4, 1º caso (Figura 6.13);
- 4º - Caso de carga referente ao LM4, 2º caso (Figura 6.14)
- 5º - Caso de carga referente ao LM4, 3º caso (Figura 6.15)
- 6º - Caso de carga referente ao LM4, 4º caso (Figura 6.16)
- 7º - Caso de carga referente ao LM4, 5º caso (Figura 6.17)
- 8º - Caso de carga referente ao LM4, 6º caso (Figura 6.18)
- 9º - Caso de carga referente ao LM4, 7º caso (Figura 6.19)
- 10º - Caso de carga referente ao LM4, 8º caso (Figura 6.20)

Após a análise efetuada através do *software*, obteve-se o respetivo parâmetro λ para cada modelo de carregamento, de onde se retirou o mais baixo (em 50 modos solicitados ao programa), sendo o caso que leva à instabilidade do arco juntamente com o incremento de carga menor. Estes valores apresentam-se no Anexo C1.

Posteriormente, multiplicou-se o fator λ gerado para cada modelo de carga definido, pelo esforço axial de dimensionamento máximo desse modelo, de forma a obter a carga crítica elástica que possibilitará determinar a esbelteza normalizada. Segue-se no Quadro 6.15 e Quadro 6.16 os fatores de λ , para cada modelo de carregamento definido.

Quadro 6.15 - Fator λ para os diferentes tipo de carga (1º ao 5º)

Modelo	1º	2º	3º	4º	5º
λ	6,714	6,721	6,482	6,854	6,622
N_{ed} (KN)	-380410,0	-376083,0	-389174,6	-369432,0	-377060,7
$N_{cr,el}$ (KN)	-2554073	-2527654	-2522630	-2532087	-2496896

Quadro 6.16 - Fator λ para os diferentes tipo de carga (6º ao 10º)

Modelo	6º	7º	8º	9º	10º
λ	6,839	6,923	7,021	6,852	6,477
N_{ed} (KN)	-377101,2	-368244,5	-362858,8	-368331,1	-389190,7
$N_{cr,el}$ (KN)	-2578995	-2549357	-2547632	-2523805	-2520788

Embora se tenha salientado que, o menor valor λ corresponderia ao valor mínimo de carga crítica, como podemos observar, verificou-se que o menor valor de λ , não corresponde ao valor mínimo da carga crítica. O menor valor corresponde ao 5º modelo de carga, onde a sobrecarga se encontra aplicada na metade central, do tabuleiro suspenso (Figura 6.15). Observa-se ainda, que o segundo menor valor da carga crítica, corresponde ao menor λ , remetendo para o 10º modelo de carga, onde o tabuleiro se encontra totalmente carregado.

Com base na análise efetuada, determinou-se o coeficiente de redução X devido à instabilidade como coluna, do arco comprimido, apresentado no Quadro 6.17.

Quadro 6.17 - Determinação do coeficiente de encurvadura

λ	N_{ed} (KN)	$N_{cr,el}$	$\bar{\lambda}$	α	Φ	X
6,622	-377061	-2496896	0,691	0,210	0,790	0,854

Em relação aos fatores de interação, foi necessário ter em consideração alguns aspetos mencionados anteriormente, concretamente:

- desenvolvimento dos diagramas de momentos fletores atuantes ao longo do arco;
- esforços axiais atuantes e resistentes;
- coeficiente de redução devido à encurvadura;
- esbelteza do arco.

Definem-se dois métodos que estabelecem estes fatores. O método 1 foi desenvolvido por um grupo de investigadores Franco-Belga e apresenta-se no anexo 1 da norma EN 1993-1-1. O método 2 foi desenvolvido por um grupo de investigadores Austro-Alemão e encontra-se no anexo 2 da norma anteriormente mencionada. O método utilizado considerou-se o método 2. Os fatores de interação estabelecidos no programa de cálculo, apresentam-se no Quadro 6.18.

Quadro 6.18 - Fatores de interação

k_{yy}	k_{yz}	k_{zy}	k_{zz}	C_{my}	C_{mz}
0,724	0,437	0,579	0,437	0,712	0,430

A verificação de segurança à encurvadura do arco, efetuou-se através das equações (6.9) e (6.10). Os resultados apresentam-se seguidamente, organizando-se cada parcela segundo o esforço axial, momento fletor segundo a direção y e segundo a direção z. Cada parcela apresenta-se com o respetivo coeficiente de redução ou pelo fator de imperfeição.

Em que:

$$1/0,854 \times 0,309 + 0,724 \times 0,395 + 0,437 \times 0,028 = 0,660 > 1.0$$

$$1/0,854 \times 0,309 + 0,579 \times 0,395 + 0,437 \times 0,028 = 0,603 > 1.0$$

Conclui-se que a contribuição mais condicionante, refere-se ao efeito da compressão. No entanto, a seção do arco adotada para o caso de estudo, verifica a segurança à encurvadura.

$$0,660 \leq 1$$

6.7.1.2 Estado limite de serviço.

Os limites de deformação estabelecidos, para um tipo de vão com esta extensão, não se encontram definidos pelas normas deste âmbito. Contudo, adotou-se os limites sugeridos pelo autor *Christian Menn*, que aponta os seguintes limites:

- Deformação devido às ações permanentes - $\delta z = L/600 = 1,0 \text{ m}$;
- Deformação devido às ações sobrecargas - $\delta z = L/1000 = 0,6 \text{ m}$.

Relativamente à deformação segundo o plano y, observa-se somente as compensações que o arco estabelece, da passagem do “estado de repouso” para o “estado ativo”.

Analisou-se a deformada segundo o plano z e o plano y, para a combinação de serviço mais condicionante. Adotou-se para a análise, somente o modelo de sobrecargas LM1, definindo-se o enquadramento mais gravoso, distribuindo as cargas pontuais (TS) no meio do tabuleiro e, transversalmente segundo a disposição definida para o 1º e 2º caso (Figura 6.9 e Figura 6.12).

Esta verificação, remete-se apenas para o fecho do arco, zona onde será maior a deformação absoluta. A extensão do arco:

- $L_{\text{arco}} = 597,2 \text{ m}$

Quadro 6.19 - Deformação devido às ações permanentes (“estado de repouso”)

	Arco ESQ	Arco DRT	Verificação
δ_Z (m)	-0,543	-0,534	OK
δ_Y (m)	0,106	-0,066	

Quadro 6.20 - Deformação devido às ações variáveis

	1º caso de carga LM1			2º caso de carga LM1		
	Arco ESQ	Arco DRT	Verificação	Arco ESQ	Arco DRT	Verificação
δ_Z (m)	-0,023	-0,040	OK	-0,029	-0,033	OK
δ_Y (m)	-0,125	0,186		-0,148	0,163	

Quadro 6.21 - Deformação devido às ações permanentes mais ações variáveis (“estado ativo”)

	1º caso de carga LM1		2º caso de carga LM1	
	Arco ESQ	Arco DRT	Arco ESQ	Arco DRT
δ_Z (m)	-0,566	-0,574	-0,573	-0,568
δ_Y (m)	-0,022	0,112	-0,046	0,097

Com esta verificação, observou-se que a deformada do arco é principalmente provocada pela ação das cargas permanentes. Em suma, a verificação aos estados limites de utilização cumprem os limites de deformação adotados.

6.7.2 TIRANTES

6.7.2.1 Estado limite último

Em 5.3.5 estabeleceu-se, que na fase de modelação seria utilizado um elemento de barra, para representar os tirantes. Como este elemento encontra-se sujeito somente a esforços de tração, considerou-se importante aproximar o caso de estudo à realidade, logo dimensionou-se uma solução de cabos.

O esforço máximo foi obtido pelo *software*, remetendo para o pior cenário de carga, segundo o estado limite último. Com o valor máximo obtido pelo modelo, recorreu-se à norma EN 1993-1-11, ponto 6.2 (1).

$$\frac{F_{Ed}}{F_{Rd}} \leq 1 \quad (6.15)$$

Em que:

- F_{Ed} - valor de cálculo do esforço axial atuante no cabo;

- F_{Rd} - valor de cálculo do esforço axial resistente;

Analisando-se brevemente o comportamento dos aços pré-esforçados, visto não se ter incluído nos materiais apresentados para a modelação, percebemos o tipo de comportamento que este material assume, facilitando-se o entendimento da força de cálculo axial resistente.

Relativamente às suas propriedades mecânicas, o módulo de elasticidade considera-se aproximadamente semelhante aos restantes aços ($E_p = 200$ GPa), embora possa variar consoante o fornecedor. Neste caso o fornecedor assume um valor de 195 GPa.

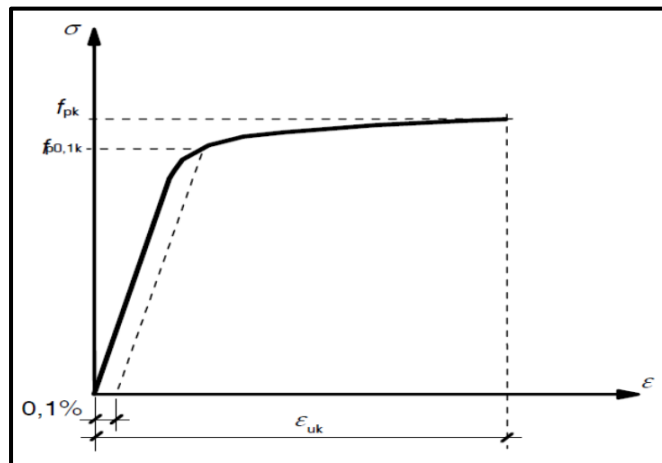


Figura 6.23 - Diagrama de tensões-extensões do aço de pré-esforço.

A tensão limite corresponde à proporcionalidade de 0.1% ($f_{p0,1k}$) e, de resistência à rotura (f_{pk}) são definidas, sucessivamente, como o valor característico correspondente à extensão limite convencional de proporcionalidade a 0.1%.

Seguindo novamente a EN 1993-1-11, apresenta-se no ponto 6.2 (2), o valor de F_{Rd} considerando-se o mínimo de das duas parcelas:

$$F_{Rd} = \min \left\{ \frac{F_{uk}}{1,5 \gamma_R}; \frac{F_k}{\gamma_R} \right\} \quad (6.16)$$

em que:

- F_{uk} – considera-se o valor característico de rotura;
- F_k - considera-se o valor característico do ensaio de resistência a 0,2% $F_{0,2k}$ ou ao ensaio de resistência 0,1% $F_{0,1k}$, determinado com os requisitos da norma.

O catálogo adotado rege-se pela EN-10138-3. Através da tabela (6.1) da norma EN 1993-1-1, concluiu-se que pela EN-10138-3, encontramos no grupo A e, $F_k = F_{0,1k}$.

O coeficiente γ_R apresenta-se, na tabela 6.2 da norma consultada, considerando-se igual a 0,90 para medidas de minimização das tensões por encurvadura nas ancoragens e, o valor de 1,0 quando não existem tensões por encurvadura. Para este estudo considerou-se o valor de 1,0.

A força característica de rotura corresponde ao produto, da área do elemento, pela tensão de rotura estabelecida pelo fabricante. Obteve-se através do catálogo (*DMK stay cable system*) de um fornecedor, as características do tipo de cabo, que se apresentam no Quadro 6.22.

Quadro 6.22 - Características referentes ao tipo de cabo adotados, segundo o catálogo do fornecedor

Tipo	f_{pk} (MPa)	$\Phi_{nominal}$ (mm)	Área(mm ²)	$F_{0,1k}$ (KN)	E (GPa)
0.6" /n	1860	16	150	252	195

Em função do esforço axial máximo obtido ($N_{ed} = 14864$ KN), gerado através do caso de carga 8, referente ao LM4 (Figura 6.20), a solução adotada foi de um cabo com 91 cordões com 0,6 polegadas, resultando:

- $F_{uk} = 25389$ KN;
- $F_k = 22932$ KN.

Assim o valor obtido de $F_{Rd} = 16926$ KN.

Pela equação (6.15) verifica-se que:

$$0,878 < 1,0$$

O cabo verifica a segurança aos estados limites últimos, utilizando-se uma solução *standart* do catálogo adotado, designadamente DMK-91/0.6".

6.7.2.2 Estado limite de serviço

Segundo a EN 1993-1-11, ponto 7.2, a verificação aos estados limites de serviço dos tirantes, deverá ser realizada para a fase de exploração para a combinação característica de ações. Na fase de modelação, definiu-se os tirantes rotulados nas ligações, no entanto nesta verificação considera-se que os tirantes podem sofrer esforço de flexão, considerando-se então o cenário mais gravoso. Para a verificação estabelecida, seguindo a tabela (7.2) da norma em consulta, limitam-se as tensões a 50% da tensão de rotura nos tirantes.

Então:

$$f_{ELS} = 0,5 \times 1860 = 930 \text{ MPa}$$

O esforço no tirante mais solicitado, para a combinação característica de ações apresenta-se com um esforço axial de 10965 KN (tração), que se refere à combinação gerada pelo modelo de sobrecargas referente ao LM1, 1º caso (Figura 6.9), com as sobrecargas pontuais, a meio vão do tabuleiro.

Assim:

$$f_{max} < f_{ELS} \Leftrightarrow 803,3 < 930 \text{ MPa} \quad \text{OK}$$

Verifica-se que a solução adotada cumpre os estados limites de serviço.

6.7.3 CARLINGAS

Apresenta-se uma verificação simples aos estados limites últimos. Considerando-se, que esta análise/desenvolvimento se desvia um pouco, do foco principal da dissertação, definiu-se não abordar alguns aspetos.

6.7.3.1 Estado limite último

Este elemento, apresenta-se sujeito a esforços axiais de tração e de flexão bastante elevados. Após a determinação dos esforços, em que o elemento se encontra circunscrito, seguiu-se a classificação da secção, de modo a definir o tipo de análise, a ser considerada para a verificação ao estado limite último, da viga transversal.

Seguindo o mesmo processo, realizado para a classificação do arco, utilizando-se a expressão (6.4), resulta:

$$\frac{d}{t} = \frac{1400}{80} = 17,5 < 50\varepsilon^2 = 50 \times 0,55 = 27,5 \rightarrow \text{secção Classe 1}$$

Recorrendo a uma análise simplificada, considerou-se a verificação da secção ao estado limite último, estabelecida através do ponto 6.2.1(7), da norma EN 1993-1-1, que considera que a soma linear das relações esforço/resistência, correspondentes a cada esforço atuante, poderá ser utilizada como estimativa conservativa, para todas as classes de secções transversais. Em secções de classe 1, 2 ou 3, sujeitas a esforços axiais e de flexão segundo o eixo Y e Z, o método poderá ser adotado pela seguinte expressão.

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1 \quad (6.17)$$

em que:

- N_{Ed} , $M_{y,Ed}$ e $M_{z,Ed}$ - valores de cálculo do esforço de compressão e dos momentos fletores máximos no elemento, respetivamente, em relação aos eixos y-y e z-z;
- N_{Rd} , $M_{y,Rd}$ e $M_{z,Rd}$ - valores de cálculo dos esforços resistentes, os quais são função da classe da secção transversal e incluem qualquer redução associada aos efeitos do esforço transversal (colocar referencia).

Os esforços condicionantes, obtidos pelo *software* de cálculo, particularmente o esforço axial de tração e os momentos segundo as duas direções, seguem-se no

Quadro 6.23.

Quadro 6.23 - Esforços de dimensionamento da carlinga, para o estado limite último

Ned (KN)	Med,yy(KN.m)	Med,zz(KN.m)
62901,384	20794,300	-7,246

Substituindo-se os valores dos esforços gerados pelo programa, na equação (6.17), obtém-se:

$$0,441 + 0,347 + 0,000 = 0,787 \leq 1$$

6.7.3.2 Estado limite serviço

Os limites de deformação adotados para esta verificação, correspondem aos deslocamentos verticais limite, anteriormente utilizados, na verificação de serviço dos arcos. Os limites estabelecidos pelo autor *Christian Menn*, são:

- Deformação devido às ações permanentes - $\delta z = L/600 = 0,05 \text{ m}$;
- Deformação devido às ações sobrecargas - $\delta z = L/1000 = 0,03 \text{ m}$.

Adotou-se para a análise, somente o modelo de sobrecargas LM1, definindo-se o enquadramento mais gravoso, distribuindo as cargas pontuais (*TS*) a meio vão do tabuleiro e, transversalmente segundo a disposição definida para o 2º caso (Figura 6.12).

Esta verificação, remete-se apenas para a carlinga central ($x=275\text{m}$), zona onde será maior a deformação. O comprimento da viga:

- $L_{\text{carlinga}}=30,0\text{m}$

Quadro 6.24 - Deformação devido às ações permanentes ("estado de repouso")

	Carlinga
$\delta_z \text{ (m)}$	-0,076

Quadro 6.25 - Deformação devido às ações variáveis

	Carlinga
$\delta_z \text{ (m)}$	-0,013

Quadro 6.26 - Deformação devido às ações permanentes mais ações variáveis ("estado ativo")

	Carlinga
$\delta_z \text{ (m)}$	-0,089

Com esta verificação, observou-se que a deformada das carlingas é principalmente provocada pela ação das cargas permanentes, como se previa. Os valores adotados para esta análise, conduzem à não verificação da deformação devido às ações permanentes. Em construções correntes, este género de problema, poderá ser contornado através da aplicação de uma contra flecha na viga, no estado não carregado.

6.7.4 LONGARINAS

Tal como nas vigas transversais, expõe-se uma verificação simples aos estados limites últimos. Considerando-se que, esta análise/desenvolvimento desvia-se um pouco, do foco principal da dissertação.

6.7.4.1 Estado limite último

As longarinas, apresentam-se sujeitas a esforços axiais e de flexão. Relativamente aos esforços normais, este elemento apresenta-se sujeito à tração e compressão. As secções sujeitas a forças de compressão, devem ser cuidadosamente analisadas, devido ao efeito de *Buckling*, assim como foi tratado no estudo do arco.

Segue-se a classificação da secção, de modo a definir o tipo de análise, adotada para a verificação ao estado limite último da viga transversal. Este tipo de secção (perfil I), divide a classificação da secção em elementos internos(alma) e banzo em consola.

Utilizando-se o mesmo processo, de análise de secções transversais, segundo o Quadro 2.3, da EN 1993-1-1, definiu-se a seguinte classificação:

- Alma: secção Classe 2
- Banzo: secção Classe 3

A classificação da secção considera-se a menor das duas, logo, a secção transversal da longarina, qualifica-se de Classe 3.

A análise estabelecida para a verificação da secção ao estado limite último, remete para a equação (6.10) abordada em 6.7.1.1. Neste caso, apenas será necessário verificar a segurança à encurvadura por flexão em torno do eixo Z. Apresenta-se no Quadro 6.27, os esforços de dimensionamento criados pelo programa.

Quadro 6.27 - Esforços de dimensionamento da longarina, para o estado limite último

Ned (KN)	Med,yy(KN.m)	Med,zz(KN.m)
-28246,839	-16828,956	-4771,981

Com os valores obtidos pelo programa de cálculo, definiu-se os coeficientes de redução devidos à encurvadura por flexão, em torno dos eixos y e z, apresentados no

Quadro 6.28.

Quadro 6.28 - Coeficientes reduzidos devidos à encurvadura por flexão

Eixo	N_{cr}	$\bar{\lambda}$	α	Φ	X
z-z	198671,041	0,830	0,760	1,083	0,562
y-y	510527,927	0,518	0,490	0,712	0,833

O coeficiente reduzido devido à encurvadura lateral (X_{LT}), considera-se igual a 0,803 e, os fatores de interação, projetam-se, no Quadro 6.29 respetivamente.

Quadro 6.29 - Fatores de interação

k_{yy}	k_{yz}	k_{zy}	k_{zz}	C_{my}	C_{mz}
0,969	0,473	0,977	0,473	0,900	0,400

A verificação de segurança à encurvadura do arco, efetuou-se através da equação (6.10). Os resultados apresentam-se seguidamente, organizando-se cada parcela segundo o esforço axial, momento fletor segundo a direção y e segundo a direção z.

Em que:

$$0,368 + 0,251 + 0,076 = 0,695 \leq 1$$

Conclui-se que a contribuição mais condicionante, refere-se ao efeito da compressão. Todavia, a seção, verifica a segurança à encurvadura.

6.7.4.2 Estado limite serviço

Os limites de deformação adotados para esta verificação, correspondem aos deslocamentos verticais limite, anteriormente utilizados, na verificação de serviço dos arcos e carlingas. Os limites estabelecidos pelo autor *Christian Menn*, são:

- Deformação devido às ações permanentes - $\delta z = L/600 = 0,042 \text{ m}$;
- Deformação devido às ações sobrecargas - $\delta z = L/1000 = 0,025 \text{ m}$.

Adotou-se para a análise, somente o modelo de sobrecargas LM1, definindo-se o enquadramento mais gravoso, distribuindo as cargas pontuais (*TS*) a meio vão do tabuleiro e, transversalmente segundo a disposição definida para o 1º e 2º caso (Figura 6.9 e Figura 6.12).

Esta verificação, remete-se apenas para a longarina central ($x=275\text{m}$), zona onde será maior a deformação. O comprimento da viga:

- $L_{\text{longarina}}=25,0\text{m}$

Quadro 6.30 - Deformação devido às ações permanentes (“estado de repouso”)

Longarina	
$\delta_z \text{ (m)}$	-0,009

Quadro 6.31 - Deformação devido às ações variáveis

	Carlinga
δ_z (m)	-0,003

Quadro 6.32 - Deformação devido às ações permanentes mais ações variáveis ("estado ativo")

	Carlinga
δ_z (m)	-0,001

Com esta análise, observou-se que a deformação nas longarinas é muito baixa, verificando-se boas condições em serviço. Importa sublinhar que, o modelo usado nesta verificação corresponde ao modelo do 1º caso do LM1, na combinação característica de ações. No entanto, as longarinas com maior deformação relativa, foram as vigas das extremidades, nos dois tipos de modelo de carregamento.

7

ANÁLISE COMPARATIVA DE DOIS REGIMES DE CIRCULAÇÃO

7.1 NOTA INTRODUTÓRIA

Na seguinte análise pretende-se estudar qual o comportamento dos arcos, perante dois regimes de tráfego rodoviário diferentes. Considerou-se um caso de circulação em marcha lenta e, um cenário de circulação rápida. Utilizou-se a solução da ponte desenvolvida no estudo e, gerou-se um modelo para os dois tipos de tráfego, que reproduzissem um efeito próximo da realidade.

Através do programa CSIBridge, criou-se 6 pistas de circulação, ou seja, dividiu-se a plataforma em 2 faixas de rodagem e, distribuíram-se 3 pistas para cada uma. Posteriormente, definiram-se 3 tipos de veículos, adotados da norma EN 1991-2.

Gerou-se um modelo com vários veículos distribuídos na plataforma e, mediu-se para o mesmo intervalo de tempo, em ambos os cenários, de modo a obter-se a resposta dos arcos para os dois tráfegos de velocidades diferentes.

A leitura que se pretende obter tem que ver com deslocamento horizontal e vertical, que o arco sofre a meio vão, para regimes de circulação diferentes.

Após a análise efetuada pelo *software*, obteve-se a resposta da estrutura e, apresenta-se a influência que os dois tipos de marcha tiveram na resposta do arco, relativamente aos deslocamentos provocados no fecho do arco, de modo a analisar a necessidade, ou não, de implementar um sistema de controle na estrutura base, de forma a controlar as deformações provocadas pelas ações rodoviárias.

7.2 MODELAÇÃO

Como anteriormente abordado, através do software de cálculo criaram-se 6 pistas no modelo (*Lanes*), 3 para cada faixa de rodagem. A distribuição no tabuleiro foi atribuída, fazendo corresponder à mesma disposição das faixas de rodagem, como foi apresentado na Figura 5.2

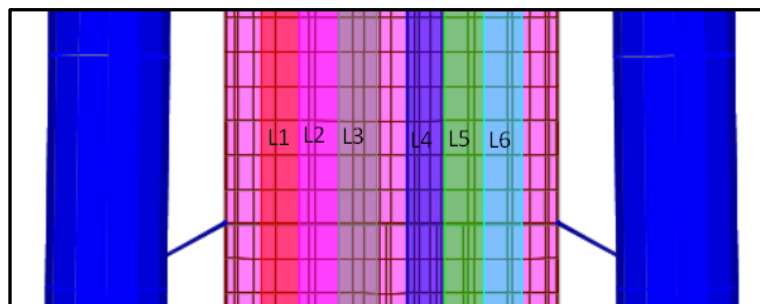


Figura 7.1 - Disposição das pistas sobre o tabuleiro

Embora à luz do Eurocódigo, o seguinte cenário de cargas dos veículos não seja considerado no dimensionamento, no contexto desta análise exploratória foi adotado os seguintes tipos de veículos.

Assim, definiram-se 3 tipos de veículos, adotados através do *software*, correspondentes ao modelo de sobrecargas LM1, nomeadamente:

- Veículo tipo 1 (V1) - Dois eixos, com 2m de comprimento, 1,20m de largura entre eixos e, as cargas por eixo são 2x50KN;
- Veículo tipo 2 (V2) - Dois eixos, com 2m de comprimento, 1,20m de largura entre eixos e, as cargas por eixo são 2x100KN;
- Veículo tipo 3 (V3) - Dois eixos, com 2m de comprimento, 1,20m de largura entre eixos e, as cargas por eixo são 2x150KN.

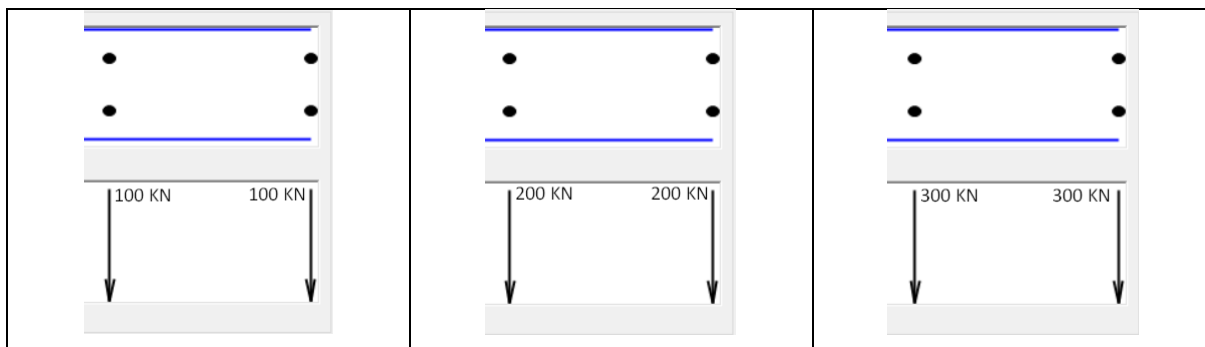


Figura 7.2 - Veículos Tipo - veículo tipo 1 (esquerda), veículo tipo 2 (centro), veículo tipo 3 (direita)

Antes de distribuir os veículos no tabuleiro, foi necessário ter em conta alguns pressupostos, tais como:

- As pistas de velocidade mais elevada correspondem às vias da esquerda (L3 e L4) e, de menor, as vias mais à direita (L1 e L6), sendo as vias centrais, vias de velocidade intermédia.
- Os veículos tipo 3 circulam somente nas pistas centrais e direita.
- Em cada pista, os veículos circulam com velocidade maior ou igual, em relação ao veículo anterior, de forma a não causar acidentes.

Seguidamente, estabeleceram-se os dois tipos de cenários referentes à marcha lenta e rápida. A marcha lenta foi modelada, assumindo uma velocidade de 30km/h para todos os veículos tipo.

A plataforma de comunicação foi definida para uma boa capacidade de escoamento e menosprezando a velocidade de circulação, assim em 5.2.1, foi definido que a velocidade máxima seria de 80km/h. Logo, a circulação em marcha rápida, dos veículos que circulam na via da direita, abrange um intervalo de velocidade entre os 50 e 60Km/h, na via central a velocidade de fluxo varia entre os 60 e 70Km/h e, finalmente na via da esquerda, a velocidade circunscreve um intervalo entre 70 a 80 Km/h.

O programa *CSIBridge* permite realizar uma análise, para um tipo de carregamento “*linear multi-step static*”, em que, gera 101 steps, num intervalo de tempo limitado de 10 segundos. Ou seja, foi necessário posicionar os veículos numa localização estratégica do tabuleiro, para que no decorrer do intervalo de tempo monitorizado, os veículos percorram a zona central do tabuleiro, local onde se pretende verificar o comportamento do arco (meio vão).

O posicionamento inicial dos veículos, para os dois enquadramentos de circulação, definiu-se igual. Em suma, criou-se um modelo de carregamento com 16 veículos tipo 1, 19 veículos tipo 2 e, por fim 18

veículos tipo 3, resultando num modelo com 53 veículos distribuídos na plataforma, tal como apresenta a Figura 7.3.

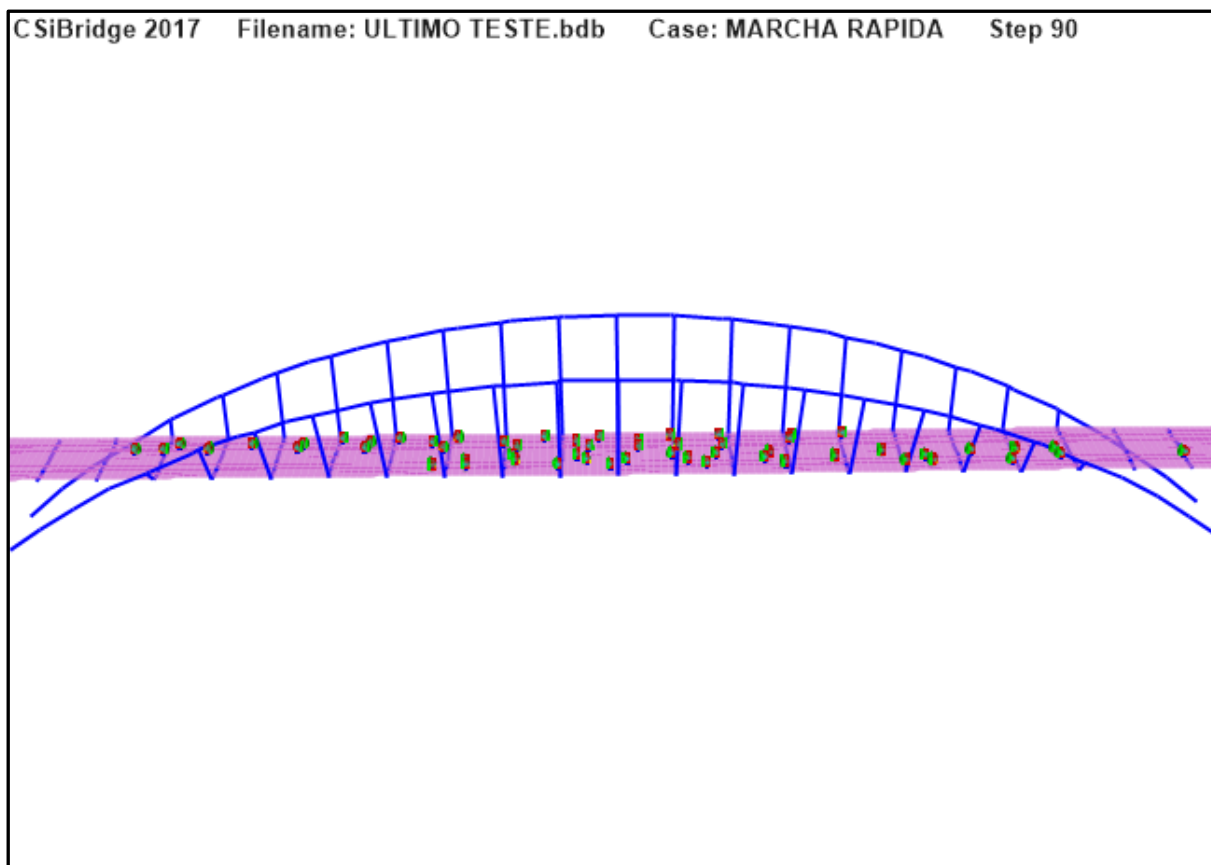


Figura 7.3 - Tipo de carregamento “linear multi-step static”

Apresenta-se no Anexo D1, o número do veículo, posição inicial estabelecida e, a velocidade de circulação de cada um, salientando-se que a velocidade de cada veículo se mantém constante, no decorrer da análise. Em relação à posição dos veículos, o eixo de referência adotado, inicia-se de sul para norte, ou seja, $x=0\text{m}$, no início do primeiro tramo e, $x=550\text{m}$ no último tramo (sentido SUL-NORTE). A Figura 7.4 apresenta o sentido estabelecido.

7.3 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Os resultados obtidos correspondem a um intervalo de tempo de 10 segundos, em que as posições iniciais dos veículos mantem-se igual em ambos os cenários, alterando a posição final devido há variação dos dois regimes de circulação. A leitura de deformações realizou-se para a secção central dos arcos, localizada no fecho dos mesmos e, a sua posição inicial apresenta-se na Figura 7.4.

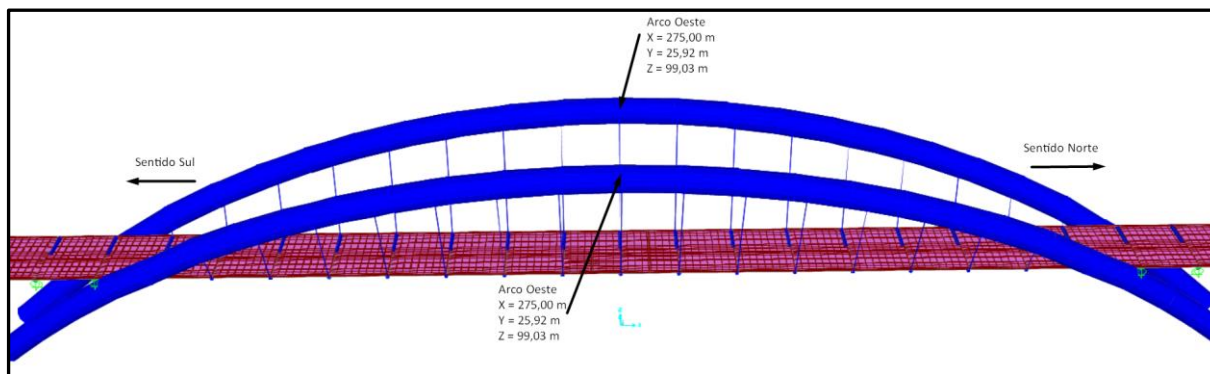


Figura 7.4 Posição inicial de cada secção dos arcos, sem ação rodoviária

Os resultados obtidos através do software, foram trabalhados numa folha de cálculo e, projetados através de gráficos. Pretende-se demonstrar o comportamento dos arcos individualmente, comparando o andamento da deformação segundo os planos y e z, referentes os dois regimes de circulação, em função do tempo.

7.3.1 CIRCULAÇÃO EM “MARCHA LENTA” E “MARCHA RÁPIDA”

Nos gráficos que seguidamente se apresentam, o eixo das ordenadas (em metros) corresponde às deformações em y e z (o eixo positivo corresponde às deformações em y e, o eixo negativo refere-se às deformações em z), adotou-se este formato com o intuito de uma perceção simultânea da resposta da estrutura em cada plano de deformação (y e z), para cada leitura medida no decorrer do tempo. O eixo das abcissas, corresponde ao tempo percorrido e, apresenta-se em “*steps*”. Cada segundo equivale a 10 “*steps*”, resultando um intervalo de tempo de 10 segundo.

Os gráficos que seguidamente se apresentam, embora não seja possível desenvolver esse estudo, poderiam ser interessantes, para uma análise do intervalo de tempo de atuação do sistema de controlo.

7.3.1.1 Arco Oeste

O gráfico de deformação do arco oeste apresentou um comportamento espetável, relativamente aos dois regimes de velocidade.

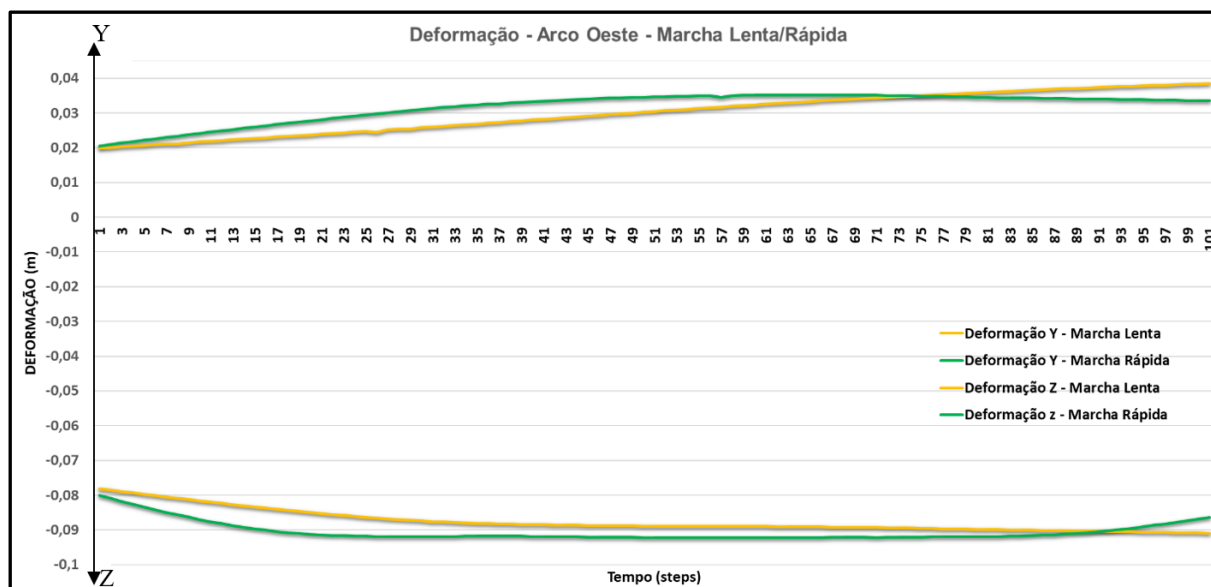


Figura 7.5 - Deformação no arco oeste segundo o regime de circulação em marcha lenta e rápida

No regime de marcha lenta (30Km/h), o arco representa uma tendência de crescimento das deformações ao longo do tempo, visto o tipo de carregamento se mover em ambos os sentidos para o centro do tabuleiro. Logo, o seu crescimento tratou-se constante, aumentando desde a posição inicial ($t=0s$), com deformação em z igual a -0,078m e, y igual a 0,020m, para a posição final ($t=10s$), com deformação em z igual a -0,091m e, y igual a 0,039m. Neste caso, convertendo-se o tempo para espaço, corresponde que os veículos percorreram cerca de 83m.

O cenário de marcha rápida apresentou um comportamento ascendente/constante relativamente às deformações segundo os dois planos em análise, até ao 6º segundo (*step* 61) aproximadamente, como podemos visualizar. Desde esse instante, as deformações tenderam a diminuir, até ao fim do tempo monitorizado. Obteve-se uma deformação na posição inicial com z igual a -0,080m, y igual a 0,020m e, para a posição final ($t=10s$), a deformação apresentou-se com z igual a -0,086m e, y igual a 0,034m.

Graficamente podemos observar que as deformações verticais máximas, para os dois cenários se igualam sensivelmente. Ou seja, ao fim dos 10 segundos monitorizados, o regime de marcha lenta apresenta a sua deformada máxima de -0.091m, no entanto, esse nível é atingido no regime de marcha rápida, logo no “*step*” 17, resultando da diferença do regime de velocidade.

A deformação no plano y demonstra que, comparando-se os dois regimes, o mais solicitante, considera-se o regime lento, pois atinge uma maior deformação comparativamente com o regime rápido. No plano z as deformações máximas são muito próximas.

A análise dos resultados foi vista num prisma micro, no entanto, é sabido que a diferença de valores a serem analisados, quando comparados com o nível da escala do modelo, consideram-se praticamente irrelevantes.

7.3.1.2 Arco Este

O gráfico de deformação do arco Este, apresentou um comportamento esperado, relativamente aos dois regimes de velocidade, semelhante ao comportamento do arco Oeste, contudo, expõe alguns valores diferentes.

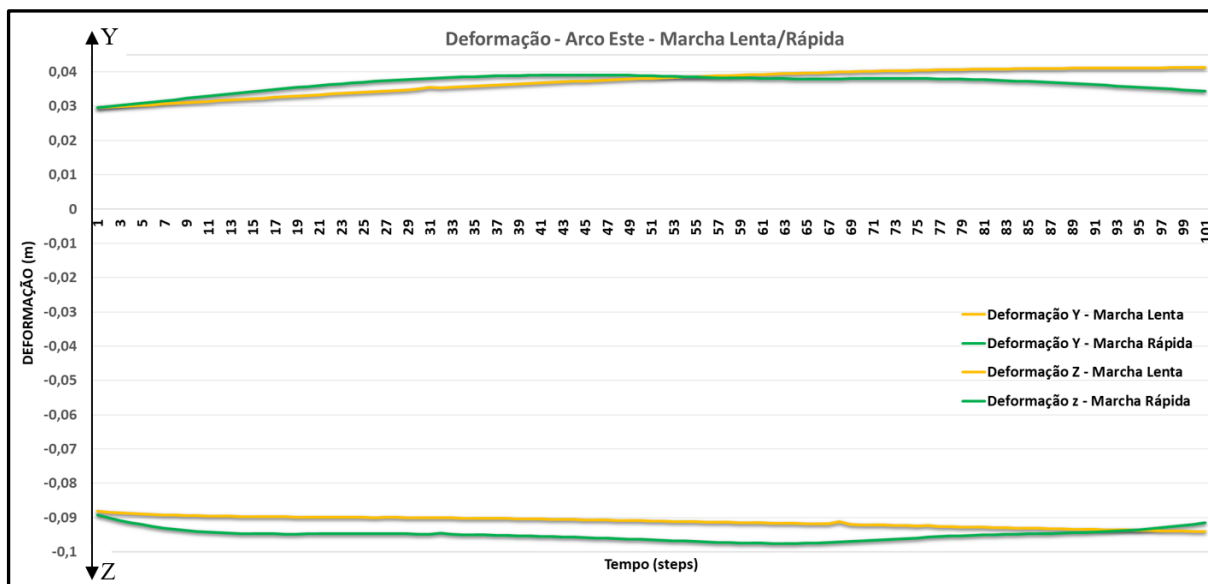


Figura 7.6 - Deformação no arco este segundo o regime de circulação em marcha lenta e rápida

Em regime de marcha lenta, o arco representa um crescimento das deformações, no decorrer do tempo, influenciado pelo tipo de carregamento se mover em ambos os sentidos, para o centro do tabuleiro. Logo, o desenvolvimento das deformações definiu-se constante, aumentando desde a posição inicial ($t=0s$), com deformação em z igual a -0,088m e, y igual a 0,029m, para a posição final ($t=10s$), com uma deformação em z igual a -0,094m e, y igual a 0,041m.

O cenário de marcha rápida apresentou um comportamento ascendente relativamente às deformações, segundo o plano y, até ao *step* 35 aproximadamente, como podemos observar. Desde esse instante, as deformações tenderam a diminuir, até ao fim do tempo monitorizado. Todavia, segundo o plano z a deformação foi crescente ao longo do intervalo de tempo até ao *step* 61, mantendo-se constante até ao 65 e, a partir desse ponto a deformação começou a diminuir até ao fim da análise.

Obteve-se uma deformação na posição inicial ($t=0s$) com z igual a -0,089m, y igual a 0,030m e, para a posição final ($t=10s$), a deformação apresentou-se com z igual a -0,092m e, y igual a 0,041m,

Constatou-se que a deformação no plano y, atinge uma amplitude ligeiramente maior, no caso de circulação em marcha lenta comparativamente com a circulação em marcha rápida. No entanto, em relação ao plano z, a deformação maior foi estabelecida pelo regime de circulação rápido.

7.3.1.3 Deformação devido às ações permanentes mais sobrecargas - Arco Oeste

Depois do estudo tratado anteriormente, relativamente à influência do tipo de circulação sobre a deformação nos dois arcos, considerou-se importante realizar uma análise geral, somando-se o peso próprio da estrutura, juntamente com a solicitação das cargas atuantes, para cada regime de circulação.

Os resultados obtidos, seguem-se no gráfico gerado através de uma folha de calculo, resultante dos valores obtidos pelo *software*.

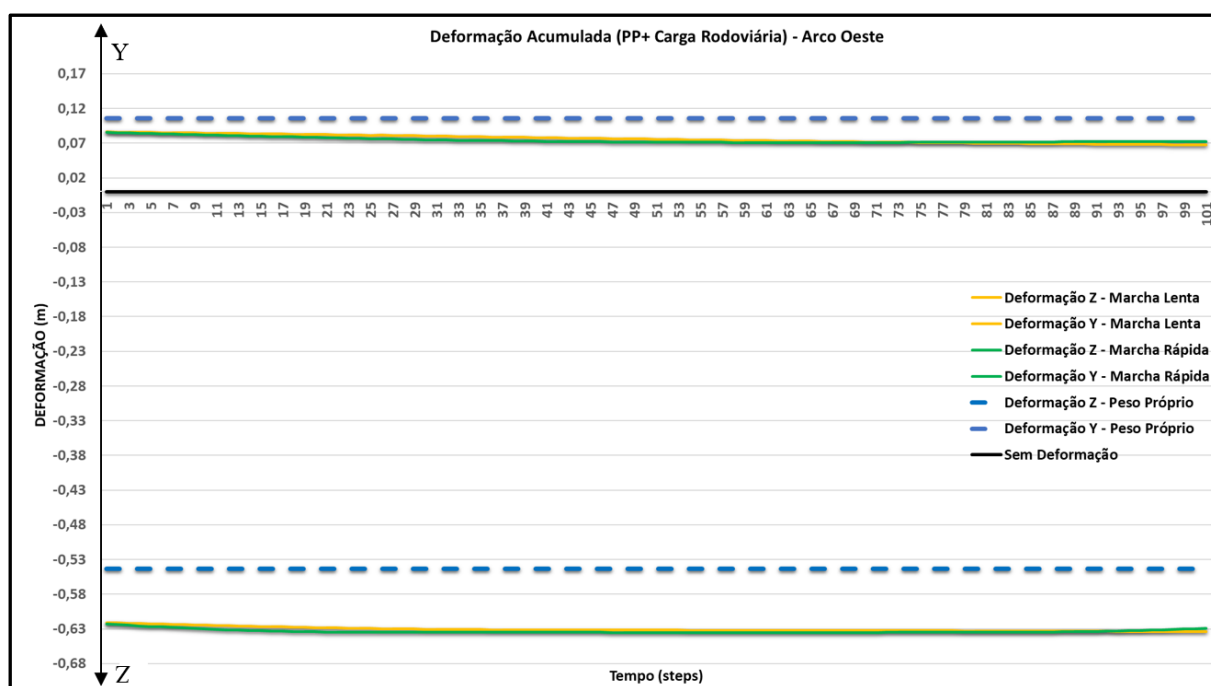


Figura 7.7 - Deformação devido às ações permanentes juntamente com a sobrecarga de estudo - Arco Oeste

Analisando-se os resultados obtidos, num ponto de vista menos ampliado, considera-se que a deformação final entre o tipo de circulação lenta e rápida é praticamente igual, em todo o tempo monitorizado, havendo ligeiras diferenças que anteriormente foram identificadas.

Todavia, sobressai-se um aspeto importante neste estudo, ou seja, analisando-se a linha da posição geométrica inicial do arco ($Y=0$ e $Z=0$) definida como posição de projeto, verifica-se que quando sujeita ao peso próprio da estrutura, a mesma altera a sua posição geométrica. No plano z, a deformada é no sentido descendente e aumenta com o peso da sobrecarga, como seria de esperar.

No entanto, ao verificar-se a deformação no plano y, observou-se que a deformação devido ao peso próprio diminuía com o aumento das cargas variáveis, concretamente, perante o cenário definido para o regime de circulação em estado lento e rápido. Ou seja, a deformação devido ao peso próprio estabeleceu-se igual a 0,106 m, medidos para o exterior da posição inicial do arco e, com o aumento de carga, a deformação diminui para 0,068, significa que a resposta do arco em relação ao plano y traduz-se na rotação para o interior e, pela mesma ordem de ideia, quanto maior for o carregamento maior será a deformação, que neste caso trata-se de uma compensação da deformada.

O desenvolvimento das deformações acumuladas, no plano z definiu-se perseverante, desde a posição inicial ($t=0s$), com uma deformação igual a -0,623m, mantendo-se num andamento praticamente constante, durante o período de tempo em análise (até $t = 10s$), para o caso de estudo do tráfego rápido e lento.

Em relação ao plano Y, obteve-se uma deformação com andamento decrescente, na posição inicial ($t=0s$) apresentou-se um deslocamento igual a 0,086m e, na posição final ($t=10s$), obteve-se uma deformação igual a 0,072. Os valores apresentados correspondem a uma ponderação, entre a marcha lenta e rápida.

O gráfico traduz que para a deformação acumulada, a variação entre regimes de velocidades considera-se com um andamento idêntico, no entanto, demonstra que as ações variáveis, criadas para estes dois cenários, compensam a deformação devido às ações permanentes da estrutura base.

7.3.1.4 Deformação devido às ações permanentes mais sobrecargas - Arco Este

A deformação obtida para o arco Este, apresenta ligeiras diferenças em relação ao arco Oeste. Contudo, o que anteriormente se explicou, aplica-se a este arco.

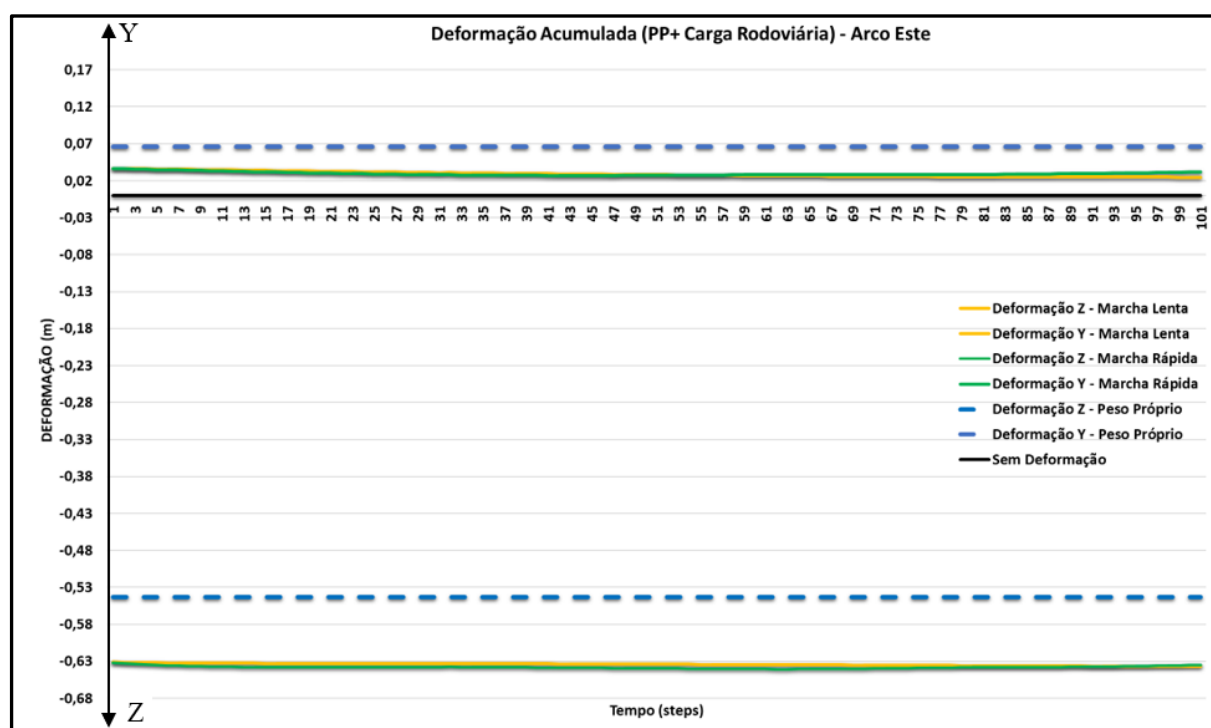


Figura 7.8 - Deformação devido às ações permanentes juntamente com a sobrecarga de estudo - Arco Este

Assim, analisando a deformada acumulada em z, verifica-se um aumento com a aplicação da sobrecarga e, o andamento para os tipos de circulação na ponte, tal como no arco oeste, assemelham-se. No entanto, o regime em marcha rápida, apresenta uma ligeira soberania, relativamente ao regime em marcha lenta. A posição inicial ($t=0s$) apresentou um deslocamento igual a 0,632m e, na posição final ($t=10s$), obteve-se uma deformação igual a 0,637m, considerando-se quase constante em todo o intervalo.

A deformação relativa ao plano y, demonstrou um ligeiro decréscimo ao longo do intervalo em estudo, como se previa, relacionando-se diretamente com o desenvolvimento crescente da deformação, referente à deformação no arco oeste/este, segundo o regime de circulação em marcha lenta e rápida. Por fim, a deformação acumulada segundo o plano y, apresentou para a posição inicial ($t=0s$) um deslocamento igual a 0,036m e, na posição final ($t=10s$), obteve-se uma deformação igual a 0,025m, para a circulação em marcha lenta e, 0,032m para a circulação em marcha rápida.

7.4 APLICAÇÃO DE SISTEMAS DE CONTROLE NO CASO DE ESTUDO

Em sintonia com os resultados obtidos, neste caso de estudo, com o intento de comparar os dois regimes de circulação diferentes, recorrentes do dia a dia numa plataforma de comunicação, concluiu-se que os deslocamentos gerados neste estudo, consideram-se insuficientes para a adoção de um tipo de sistema de controle, ou seja, as deformações na estrutura, não atingem desníveis considerados, muito expressivos.

No entanto, a deformada vertical apresenta-se com alguma expressão, principalmente devido ao peso próprio da estrutura base, que estabelece uma percentagem de mais ou menos 80% da deformação total, para este caso de estudo. Todavia, esse fenómeno não se considera de extrema necessidade, para a implementação de um sistema de controlo, visto que, existem processos muito solicitados para compensar a deformação devido às ações permanentes, recorrendo-se concretamente a contraflechas, acabando por resolver o problema.

O algoritmo de controlo pode ser usado para controlar deslocamentos ao nível do tabuleiro, que são também influenciados pela deformação dos pendurais.

8

CONCLUSÕES

8.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O estudo deste novo modelo estrutural de pontes, com arcos inclinados, conduziu a algumas conclusões sobre este sistema estrutural, podendo-se retirar partido de muitas vantagens, influenciadas pelo equilíbrio da geometria de massas da estrutura base.

Um aspeto essencialmente importante, tratou-se do ponto de equilíbrio, este foi o conceito chave da dissertação.

O desenvolvimento do modelo estrutural da ponte em estudo, foi estabelecido para um estado de equilíbrio geométrico da estrutura, ou seja, a fase inicial, consistiu em determinar qual o ângulo, para o qual, o momento “derrubante” causado pela inclinação dos arcos consegue “estabilizar” a plataforma do tabuleiro. Esta análise permitiu concluir que uma pequena alteração geométrica do modelo, causaria grandes alterações, no sistema de esforços inerentes à estrutura.

Através do conceito definido anteriormente, foi possível dimensionar uma obra de arte, com dois arcos inclinados para o exterior, sem qualquer tipo de contraventamento (a grande maioria dos arcos inclinados, são ligados através de elementos transversais). Este conceito revela-se com alguma importância, visto os arcos ousarem de um vão de 550,0 metros. Num enquadramento estético, a eliminação das barras transversais, com função de contraventamento, elimina um aspeto negativo relativamente ao impacto visual, contudo, uma obra de arte não deve ser construída somente, para fazer a ligação entre dois pontos, devendo-se enquadrada no espaço envolvente.

Revelou-se interessante, os resultados obtidos do caso gerado para simular os dois cenários de tráfego distintos, verificando-se que após a determinação e, modelação da estrutura para o ângulo de equilíbrio referente ao “estado de repouso”, a deformação devido a esse estado leva a uma translação horizontal dos arcos para o exterior e, com a passagem dos veículos, ou seja, com a aplicação da sobrecarga rodoviária, esse desvio é compensado pela resposta do arco.

Com a evolução deste estudo, verificou-se que, para o modelo em análise, a ação condicionante não se trata das ações relativas à sobrecarga rodoviária, mas sim, à ação das cargas permanentes, definindo-se como a ação condicionante, estabelecendo uma percentagem de influência superior a 80% das deformações totais da estrutura. Assim, a otimização dos elementos constituintes da estrutura base, refletir-se-á diretamente nos esforços impostos à estrutura e, evidentemente no custo final desta. No entanto, outro fator importante que influencia o dimensionamento, considera-se o tipo de modelação adotada e, os critérios considerados, pois verificou-se que, uma modelação incorreta ou mal estabelecida, provocará reciprocamente esforços errados e fora da realidade.

O dimensionamento da estrutura base, estabeleceu-se somente para um elemento de cada tipo, considerando-se o mais solicitado. Com este pressuposto, gerou-se uma estrutura relativamente sobredimensionada. Quando se verificou a deformação, concretamente no arco, verificou-se que as

deformações relativas à ação rodoviária não seriam muito condicionantes, logo, a implementação de um sistema de controle, nesta fase do estudo considerou-se dispensada.

8.2 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Embora o sistema de controle tenha sido dispensado da análise, considera-se interessante ampliar as sobrecargas na estrutura. A consequência direta deste ponto, irá permitir o aumento da percentagem de influência das sobrecargas sobre a estrutura e a sua estabilidade, comparativamente com as ações permanentes. Assim a implementação da ação ferroviária poderá ser uma opção válida.

Outro aspeto a ser proposto para análise trata-se da implementação do sistema de controlo apresentado, para as condições de sobrecarga rodoviária mais ferroviária.

Por fim, a realização de uma otimização da estrutura considera-se essencial, juntamente com a verificação de segurança à ação sísmica e do vento.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Fernandes, M., Rangel, B., and Paupério, E., *Ponte da Arrábida monumento nacional*. Porto: U Porto, 2016, p. 293.
- [2] Shai. (28/09/2017). *Pontes do Porto - Ponte da Arrábida*. Available: [https://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/f/f0/Ponte da Arr%C3%A1bida, Porto.jpg](https://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/f/f0/Ponte_da_Arr%C3%A1bida_Porto.jpg)
- [3] Chen, W.-F. and Lian, D., *Bridge engineering handbook*. New York: CRC Press, 2000.
- [4] International Database and Gallery of Structures. (15/10/2017). *Bridges and Viaducts*. Available: <https://structurae.net/structures/bridges-and-viaducts>
- [5] Pinto, R. M., "Estudo comparativo de arcos de vão crescente e flecha decrescente num desfiladeiro existente," Dissertação de Mestrado, FEUP, Porto, 2009.
- [6] Clottes, J. (2014, 05/10/2017). *Vallont Pont d'Arc*. Available: <https://educador.brasilecola.uol.com.br/estrategias-ensino/pinturas-rupestres-caverna-chauvet.htm>
- [7] Parke, G. and Hewson, N., *Ice Manual Of Bridge Engineering - second edition*, 2nd ed. ed. ICE, 2008.
- [8] UFPR, P. E. C. (2013, 20/10/2017). *As 10 construções mais antigas do mundo em funcionamento*. Available: <https://blogdopetcivil.com/2013/08/05/as-10-construcoes-mais-antigas-do-mundo-em-funcionamento/>
- [9] Çamli, C. (2014, 05/10/2017). *Static Panoramio*. Available: <http://static.panoramio.com/photos/original/107331106.jpg>
- [10] Patrick Giraud. (2006, 05/10/2017). *France Paris Pont Royal*. Available: [https://en.wikipedia.org/wiki/Pont_Royal#/media/File:France Paris Pont Royal 04.JPG](https://en.wikipedia.org/wiki/Pont_Royal#/media/File:France_Paris_Pont_Royal_04.JPG)
- [11] Thorpe, T. (2013, 10/10/2017). *TRAVEL WORDS : Iron Bridge*. Available: <https://smallbluegreenwords.wordpress.com/tag/ironbridge/>
- [12] Zapata, J. (2016, 15/10/2017). *Estruturação*. Available: <http://estructurando.net/wp-content/uploads/2016/10/PonteMariaPia.jpg>
- [13] Switzerland Tourism. (10/12/2017). *Le pont de Salginatobel, un monument mondial*. Available: <https://www.myswitzerland.com/fr/pont-du-salginatobel-schiers.html>
- [14] Reynolds, P. (2015, 15/10/2017). Available: [https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Gateshead Millennium Bridge - coming down.jpg](https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Gateshead_Millennium_Bridge_-_coming_down.jpg)
- [15] Engel, H., *Sistemas de estruturas*. Madrid: Editorial Blume, 1970, p. 267.
- [16] Manso, A. N. (2017, 21/10/2017). *Viaduto Pintor Fierros*. Available: <https://structurae.net/structures/pintor-fierros-viaduct>
- [17] Concierge. (2012, 25/10/1017). *Ponte Maria Pia*. Available: <http://geoporto2015.blogspot.com/2015/09/ponte-maria-pia.html>
- [18] Traber, S. (2016). *Pont de Rossgraben*. Available: <https://structurae.info/ouvrages/pont-de-rossgraben>

- [19] Pacheco, P., "Slides das Aulas Teóricas, Unidade Curricular de Pontes - Mestrado Integrado em Engenharia Civil," unpublished.
- [20] Branco, R. (2008). *Ponte sobre o Rio Zêzere*. Available: <https://www.skyscrapercity.com/showthread.php?p=137993603>
- [21] Weeks, J. (2010, 25/10/2017). *Saint Georges Bridge*. Available: <https://www.johnweeks.com/c-and-d-canal/pages/saintgeorges.html>
- [22] Broer. (2007, 28/10/2017). *Ponte Lupu – Xangai*. Available: <https://megaengenharia.blogspot.com/2014/04/ponte-lupu-xangai.html>
- [23] Mazza, A. (2011, 28/10/2017). *Ponte Ernesto Dornelles*. Available: https://pt.wikipedia.org/wiki/Ponte_Ernesto_Dornelles#/media/File:Ponte_Ernesto_Dornelles.jpg
- [24] Soares, V. (2007, 30/10/2017). *Ponte JK Brasilia DF*. Available: <https://olhares.sapo.pt/ponte-jk-brasilia-df-foto1429813.html>
- [25] Grid. (2011, 20/10/2017). *Ponte Ferroviária sobre o Rio Sado*. Available: <http://www.grid.pt/projectos/pontes/pontes-em-arco/d/ponte-ferroviaria-sobre-o-rio-sado>
- [26] Jorquera Lucerga, J. J., *Estudio del comportamiento resistente de los puentes de arco espaciales*. 2007.
- [27] Pollalis, S. (2005, 30/10/2017). *Projetos*. Available: <https://www.gsd.harvard.edu/project/main-street-bridge/>
- [28] Martin, D. (2011, 30/10/2017). *Hulme Arch Bridge*. Available: https://en.wikipedia.org/wiki/Hulme_Arch_Bridge
- [29] Janberg, N. (2017, 30/10/2017). *Ponte Marexhe*. Available: <https://structurae.net/structures/marexhe-bridge>
- [30] Ropke, I. (2017, 30/10/2017). *Fehmarnsund Bridge*. Available: http://denstoredanske.dk/Geografi_og_historie/Tyskland,_%C3%98strig,_Schweiz_og_Liechtenstein/Tyske_floder,_egne_og_andre_landskaber/Femern
- [31] Engineers, O. C. (2007, 30/10/2017). *Ponte de Nanning*. Available: <https://www.opacengineers.com/projects/Nanning>
- [32] Cunha, J. A. A., "Construção de pontes em arco com tirantes provisórios com controlo ativo," Dissertação de Mestrado, FEUP, Porto, 2014.
- [33] Dorf Richard, C. and Bishop Robert, H., *Sistemas de controle modernos*. Rio de Janeiro: LTC - Livros Técnicos e Científicos Editora, 2001, p. 659.
- [34] Pacheco, P., "Pré-esforço orgânico: Um exemplo de sistema efector," Tese de Doutoramento, FEUP, Porto, 1998.
- [35] Morgado, A., "Estudo experimental da aplicação de pré-esforço orgânico num cimbra autolanzável em modelo reduzido," Dissertação de Mestrado, FEUP, Porto, 2004.
- [36] Silva, M., "Sistemas passivos de protecção sísmica uma abordagem baseada no desempenho de amortecedores de líquido sintonizado," Tese de Doutoramento, Teses e programas de investigação LNEC TPI, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa, 2011.

- [37] De Vore, C. and Chang, C.-M., " Active Base Isolation of Building Structures in two dimensions," *Simpósio de Engenharia de Terremoto para Jovens Pesquisadores*, 2007.
- [38] Nasu, T. and Kobori, T., " Active variable stiffness system with non-resonant control, Earthquake Engineering and Structural Dynamics," *Earthquake engineering & structural dynamics*, vol. 30, no. 11, 2001.
- [39] Bekdaş, G. and Nigdeli, S. M., "Estimating optimum parameters of tuned mass dampers using harmony search," *Engineering Structures*, vol. 33, no. 9, pp. 2716-2723, 2011.
- [40] Bezerra Diogo, G., "Estudo da interação Címbre/Tabuleiro durante a betonagem em pontes construídas tramo a tramo," Dissertação de Mestrado, FEUP, Porto, 2008.
- [41] Fraça, A., "Slides das Aulas Teóricas, Unidade Curricular de Vias de Comunicação I e II - Mestrado Integrado em Engenharia Civil," unpublished.
- [42] Tveit, P., "An Introduction to the Network Arch," 2006.

ANEXO A1 - FOLHA DE CÁLCULO PARA DETERMINAÇÃO DO ÂNGULO DE EQUILÍBRIO

FOLHA DE CÁLCULO PARA OBTER O ÂNGULO DE EQUILÍBRIO PARA O “ESTADO DE REPOUSO”

		Tabuleiro com inclinação 0,0%		i	0	
				R	45000	
Traçado reto		TABULEIRO				
		PK	Aux	X	Y	Z
	T0	0 + 00,00	0	15	-275	42,000
	T1	0 + 25,00	25	15	-250	42,000
	T2	0 + 50,00	50	15	-225	42,000
Traçado reto	T3	0 + 75,00	75	15	-200	42,000
	T4	0 + 100,00	100	15	-175	42,000
	T5	0 + 125,00	125	15	-150	42,000
	T6	0 + 150,00	150	15	-125	42,000
	T7	0 + 175,00	175	15	-100	42,000
	T8	0 + 200,00	200	15	-75	42,000
	T9	0 + 225,00	225	15	-50	42,000
	T10	0 + 250,00	250	15	-25	42,000
	T11	0 + 275,00	275	15	0	42,000
	T12	0 + 300,00	300	15	25	42,000
	T13	0 + 325,00	325	15	50	42,000
	T14	0 + 350,00	350	15	75	42,000
	T15	0 + 375,00	375	15	100	42,000
	T16	0 + 400,00	400	15	125	42,000
	T17	0 + 425,00	425	15	150	42,000
T18	0 + 450,00	450	15	175	42,000	
T19	0 + 475,00	475	15	200	42,000	
Traçado reto	T20	0 + 500,00	500	15	225	42,000
	T21	0 + 525,00	525	15	250	42,000
	T22	0 + 550,00	550	15	275	42,000

INPUTS	Cordenada inicial arco em X (m)				12
	Cota inicial tabuleiro em Z (m)				42
	ARCO (area)				2,7445
	ÂNGULO ALPHA (°)				8,23645
	ÂNGULO ALPHA 0°				
	Densidade do aço arco				77
	PK	X	Y	Z	
A0	0 + 00,00	0	-275	0	
A1	0 + 25,00	0	-250	19,425	
A2	0 + 50,00	0	-225	36,108	
A3	0 + 75,00	0	-200	50,413	
A4	0 + 100,00	0	-175	62,600	
A5	0 + 125,00	0	-150	72,863	
A6	0 + 150,00	0	-125	81,345	
A7	0 + 175,00	0	-100	88,157	
A8	0 + 200,00	0	-75	93,379	
A9	0 + 225,00	0	-50	97,070	
A10	0 + 250,00	0	-25	99,269	
A11	0 + 275,00	0	0	100,000	
A12	0 + 300,00	0	25	99,269	
A13	0 + 325,00	0	50	97,070	
A14	0 + 350,00	0	75	93,379	
A15	0 + 375,00	0	100	88,157	
A16	0 + 400,00	0	125	81,345	
A17	0 + 425,00	0	150	72,863	
A18	0 + 450,00	0	175	62,600	
A19	0 + 475,00	0	200	50,413	
A20	0 + 500,00	0	225	36,108	
A21	0 + 525,00	0	250	19,425	
A22	0 + 550,00	0	275	0,000	

INPUTS	Cordenada inicial arco em X (m)				12
	Cota inicial tabuleiro em Z (m)				42
	ARCO (area)				2,7445
	ÂNGULO ALPHA (°)				8,23645
	ÂNGULO ALPHA 0°				
	Densidade do aço arco				77
	PK	X	Y	Z	
A0	0 + 00,00	12	-275	0	
A1	0 + 25,00	14,7828	-250	19,22466	
A2	0 + 50,00	17,17285	-225	35,73601	
A3	0 + 75,00	19,22209	-200	49,893	
A4	0 + 100,00	20,96798	-175	61,95429	
A5	0 + 125,00	22,43819	-150	72,11099	
A6	0 + 150,00	23,65343	-125	80,50635	
A7	0 + 175,00	24,6293	-100	87,24806	
A8	0 + 200,00	25,37741	-75	92,41629	
A9	0 + 225,00	25,90615	-50	96,06902	
A10	0 + 250,00	26,2212	-25	98,24551	
A11	0 + 275,00	26,32586	0	98,96853	
A12	0 + 300,00	26,2212	25	98,24551	
A13	0 + 325,00	25,90615	50	96,06902	
A14	0 + 350,00	25,37741	75	92,41629	
A15	0 + 375,00	24,6293	100	87,24806	
A16	0 + 400,00	23,65343	125	80,50635	
A17	0 + 425,00	22,43819	150	72,11099	
A18	0 + 450,00	20,96798	175	61,95429	
A19	0 + 475,00	19,22209	200	49,893	
A20	0 + 500,00	17,17285	225	35,73601	
A21	0 + 525,00	14,7828	250	19,22466	
A22	0 + 550,00	12	275	0	

VETOR TABULEIRO-ARCO (TIRANTE)										
ÂNGULO ALPHA (°)		8,23645								
VETOR	X	Y	Z	V	ANGULO	Fv (R)	bFv	N tirante	Fh	bFh
V3	4,222094	0	7,893	8,951	61,85696	8830,263	7,2	10014,2	4723,4	49,893
V4	5,967985	0	19,954	20,828	73,34898	8800,89	9,0	9186,1	2632,2	61,95429
V5	7,438185	0	30,111	31,016	76,12427	8790,397	10,4	9054,6	2171,5	72,11099
V6	8,653427	0	38,506	39,467	77,33449	8785,659	11,7	9004,8	1974,4	80,50635
V7	9,6293	0	45,248	46,261	77,98603	8783,927	12,6	8980,6	1869,3	87,24806
V8	10,37741	0	50,416	51,473	78,369	8783,721	13,4	8967,9	1808,0	92,41629
V9	10,90615	0	54,069	55,158	78,59601	8783,935	13,9	8960,8	1771,8	96,06902
V10	11,2212	0	56,246	57,354	78,7174	8784,114	14,2	8957,2	1752,5	98,24551
V11	11,32586	0	56,969	58,083	78,7557	8784,173	14,3	8956,1	1746,4	98,96853
V12	11,2212	0	56,246	57,354	78,7174	8784,113	14,2	8957,2	1752,5	98,24551
V13	10,90615	0	54,069	55,158	78,59601	8783,927	13,9	8960,8	1771,8	96,06902
V14	10,37741	0	50,416	51,473	78,369	8783,689	13,4	8967,8	1808,0	92,41629
V15	9,6293	0	45,248	46,261	77,98603	8783,855	12,6	8980,6	1869,3	87,24806
V16	8,653427	0	38,506	39,467	77,33449	8785,567	11,7	9004,7	1974,4	80,50635
V17	7,438185	0	30,111	31,016	76,12427	8790,468	10,4	9054,7	2171,5	72,11099
V18	5,967985	0	19,954	20,828	73,34898	8801,694	9,0	9186,9	2632,4	61,95429
V19	4,222094	0	7,893	8,951	61,85696	8832,837	7,2	10017,1	4724,8	49,893

Tabuleiro	
M derrubante	M estabilizante
63773	235667
78926	163076
91756	156586
102383	158950
110935	163094
117503	167088
122151	170214
124921	172172
125841	172836
124921	172172
122151	170214
117503	167087
110934	163093
102382	158948
91757	156587
78933	163091
63792	235736
ΣM	1750560 2946610

Arco									
Elemento		Eixo Y (m)		Extensão do elemento	Volume elemento	Fvarco	BFv	M derrubante	
1	7,7030	-267,2970	6,304857	19,9072	54,64	4206,92	0,903225	3799,793706	
2	23,5383	-251,4617	18,36891	19,9072	54,64	4206,92	2,631504	11070,52271	
3	39,9173	-235,0827	29,6838	19,9072	54,64	4206,92	4,252459	17889,7515	
4	56,8046	-218,1954	40,22508	19,9072	54,64	4206,92	5,762588	24242,73988	
5	74,1636	-200,8364	49,9699	19,9072	54,64	4206,92	7,158617	30115,7215	
6	91,9569	-183,0431	58,89727	19,9072	54,64	4206,92	8,437539	35496,04305	
7	110,1459	-164,8541	66,98782	19,9072	54,64	4206,92	9,59658	40372,03237	
8	128,6913	-146,3087	74,22408	19,9072	54,64	4206,92	10,63324	44733,15898	
9	147,5531	-127,4469	80,59043	19,9072	54,64	4206,92	11,54527	48570,01509	
10	166,6904	-108,3096	86,07308	19,9072	54,64	4206,92	12,33071	51874,2804	
11	186,0619	-88,9381	90,66018	19,9072	54,64	4206,92	12,98785	54638,82555	
12	205,6257	-69,3743	94,34183	19,9072	54,64	4206,92	13,51528	56857,66966	
13	225,3395	-49,6605	97,11005	19,9072	54,64	4206,92	13,91185	58526,01482	
14	245,1607	-29,8393	98,95887	19,9072	54,64	4206,92	14,17671	59640,25448	
15	265,0464	-9,9536	99,88428	19,9072	54,64	4206,92	14,30928	60197,97652	
16	284,9536	9,9536	99,88428	19,9072	54,64	4206,92	14,30928	60197,97652	
17	304,8393	29,8393	98,95887	19,9072	54,64	4206,92	14,17671	59640,25448	
18	324,6605	49,6605	97,11005	19,9072	54,64	4206,92	13,91185	58526,01482	
19	344,3743	69,3743	94,34183	19,9072	54,64	4206,92	13,51528	56857,66966	
20	363,9381	88,9381	90,66018	19,9072	54,64	4206,92	12,98785	54638,82555	
21	383,3096	108,3096	86,07308	19,9072	54,64	4206,92	12,33071	51874,2804	
22	402,4469	127,4469	80,59043	19,9072	54,64	4206,92	11,54527	48570,01509	
23	421,3087	146,3087	74,22408	19,9072	54,64	4206,92	10,63324	44733,15898	
24	439,8541	164,8541	66,98782	19,9072	54,64	4206,92	9,59658	40372,03237	
25	458,0431	183,0431	58,89727	19,9072	54,64	4206,92	8,437539	35496,04305	
26	475,8364	200,8364	49,9699	19,9072	54,64	4206,92	7,158617	30115,7215	
27	493,1954	218,1954	40,22508	19,9072	54,64	4206,92	5,762588	24242,73988	
28	510,0827	235,0827	29,6838	19,9072	54,64	4206,92	4,252459	17889,7515	
29	526,4617	251,4617	18,36891	19,9072	54,64	4206,92	2,631504	11070,52271	
30	542,2970	267,2970	6,304857	19,9072	54,64	4206,92	0,903225	3799,793706	
ΣM				597,216	ΣM		1196049,6		

OUTPUTS	Análise Momentos	
	M estabilizante (KNm)	2946610
	M derrubante (KNm)	2946610

ANEXO B1 - FOLHA DE CÁLCULO PARA CALCULAR FORÇA NO TIRANTE

QTD.	Elemento	Area (m2)	L (m)	Densidade (kN/m3)	Força(kN)
1/2	Carlinga	0,3318	25	77	319,4
3	Longarina	0,3335	25	77	1926,0
1/2	Lale c/pendente	17,2117	25	25	5378,7
1/2	Camada de desgaste + impermeabilização	2,78	25	24	834,0
Total					8458,0

QTD.	Elemento	kN/m	L (m)	Força(kN)
1/2	Separador	6	25	75
1	Lancil + Guarda de Segurança	2,83	25	70,75
1	Viga de bordadura + Guarda corpos	4,2	25	105
1	Conduta de drenagem	1	25	25
1	Passeio	3,15	25	78,75
Total				354,5

Total acumulado (kN)	
8812,5	

**ANEXO B2 - FORÇAS NOS APOIOS
PARA O “ESTADO DE REPOUSO”
 $F_v(R)$**

TABLE: Joint Reactions						
Joint	OutputCase	CaseType	F3			
Text	Text	Text	KN			
5	serviço	Combination	4436,244			
6	serviço	Combination	8779,883			
7	serviço	Combination	9089,114			
9	serviço	Combination	4172,024			
395	serviço	Combination	8892,057			
396	serviço	Combination	8947,957			
576	serviço	Combination	8830,263	V3	8830,3	8783,681
577	serviço	Combination	8783,681			
757	serviço	Combination	8800,89	V4	8800,9	8762,654
758	serviço	Combination	8762,654			
938	serviço	Combination	8790,397	V5	8790,4	8775,25
939	serviço	Combination	8775,25			
1119	serviço	Combination	8785,659	V6	8785,7	8782,6
1120	serviço	Combination	8782,6			
1300	serviço	Combination	8783,927	V7	8783,9	8784,499
1301	serviço	Combination	8784,499			
1481	serviço	Combination	8783,721	V8	8783,7	8784,607
1482	serviço	Combination	8784,607			
1662	serviço	Combination	8783,935	V9	8783,9	8784,411
1663	serviço	Combination	8784,411			
1843	serviço	Combination	8784,114	V10	8784,1	8784,266
1844	serviço	Combination	8784,266			
2024	serviço	Combination	8784,173	V11	8784,2	8784,219
2025	serviço	Combination	8784,219			
2205	serviço	Combination	8784,113	V12	8784,1	8784,268
2206	serviço	Combination	8784,268			
2386	serviço	Combination	8783,927	V13	8783,9	8784,419
2387	serviço	Combination	8784,419			
2567	serviço	Combination	8783,689	V14	8783,7	8784,635
2568	serviço	Combination	8784,635			
2748	serviço	Combination	8783,855	V15	8783,9	8784,558
2749	serviço	Combination	8784,558			
2929	serviço	Combination	8785,567	V16	8785,6	8782,664
2930	serviço	Combination	8782,664			
3110	serviço	Combination	8790,468	V17	8790,5	8775,165
3111	serviço	Combination	8775,165			
3291	serviço	Combination	8801,694	V18	8801,7	8761,985
3292	serviço	Combination	8761,985			
3472	serviço	Combination	8832,837	V19	8832,8	8781,585
3473	serviço	Combination	8781,585			
3653	serviço	Combination	8896,077			
3654	serviço	Combination	8944,135			
3834	serviço	Combination	8790,195			
3835	serviço	Combination	9076,798			
4015	serviço	Combination	4418,665			
4016	serviço	Combination	4190,856			

ANEXO C1 - BUCKLING ANALYSIS

FATOR λ PARA OS DIFERENTES TIPO DE CARGA

Neste anexo o modelo segue-se a seguinte correspondência:

- 1º Caso - Corresponde BUCKLING LM1 C1;
- 2º Caso - Corresponde BUCKLING LM1 C3;
- 3º Caso - Corresponde BUCKLING C1;
- 4º Caso - Corresponde BUCKLING C2;
- 5º Caso - Corresponde BUCKLING C3;
- 6º Caso - Corresponde BUCKLING C4;
- 7º Caso - Corresponde BUCKLING C5;
- 8º Caso - Corresponde BUCKLING C6;
- 9º Caso - Corresponde BUCKLING C7;
- 10º Caso - Corresponde BUCKLING C8.

TABLE: Buckling Factors				TABLE: Buckling Factors				TABLE: Buckling Factors				TABLE: Buckling Factors				TABLE: Buckling Factors			
OutputCase	StepType	StepNum	caleFactor	OutputCase	StepType	StepNum	ScaleFactor	OutputCase	StepType	StepNum	ScaleFactor	OutputCase	StepType	StepNum	ScaleFactor	OutputCase	StepType	StepNum	ScaleFactor
Text	Text	Unitless	Unitless	Text	Text	Unitless	Unitless	Text	Text	Unitless	Unitless	Text	Text	Unitless	Unitless	Text	Text	Unitless	Unitless
BUCKLING C1	Mode	1	-0,4106	BUCKLING C2	Mode	1	-0,26798	BUCKLING C3	Mode	1	-0,35675	BUCKLING C4	Mode	1	-0,46864	BUCKLING C5	Mode	1	-0,38469
BUCKLING C1	Mode	2	-0,4339	BUCKLING C2	Mode	2	-0,31172	BUCKLING C3	Mode	2	-0,37286	BUCKLING C4	Mode	2	-0,47668	BUCKLING C5	Mode	2	-0,40365
BUCKLING C1	Mode	3	-0,5366	BUCKLING C2	Mode	3	-0,3889	BUCKLING C3	Mode	3	-0,38908	BUCKLING C4	Mode	3	-0,49981	BUCKLING C5	Mode	3	-0,44516
BUCKLING C1	Mode	4	-0,5383	BUCKLING C2	Mode	4	-0,52293	BUCKLING C3	Mode	4	-0,40334	BUCKLING C4	Mode	4	-0,50106	BUCKLING C5	Mode	4	-0,46507
BUCKLING C1	Mode	5	-0,5527	BUCKLING C2	Mode	5	-0,59385	BUCKLING C3	Mode	5	-0,47434	BUCKLING C4	Mode	5	-0,64447	BUCKLING C5	Mode	5	-0,57526
BUCKLING C1	Mode	6	-0,5609	BUCKLING C2	Mode	6	-0,6673	BUCKLING C3	Mode	6	-0,49615	BUCKLING C4	Mode	6	-0,6649	BUCKLING C5	Mode	6	-0,60945
BUCKLING C1	Mode	7	-0,5797	BUCKLING C2	Mode	7	-0,81629	BUCKLING C3	Mode	7	-0,77011	BUCKLING C4	Mode	7	-0,67536	BUCKLING C5	Mode	7	-0,92404
BUCKLING C1	Mode	8	-0,5847	BUCKLING C2	Mode	8	-0,91704	BUCKLING C3	Mode	8	-0,85003	BUCKLING C4	Mode	8	-0,68814	BUCKLING C5	Mode	8	-1,0012
BUCKLING C1	Mode	9	-0,7931	BUCKLING C2	Mode	9	-1,07066	BUCKLING C3	Mode	9	1,378713	BUCKLING C4	Mode	9	-0,97552	BUCKLING C5	Mode	9	-1,01986
BUCKLING C1	Mode	10	-0,9046	BUCKLING C2	Mode	10	1,193653	BUCKLING C3	Mode	10	-1,59057	BUCKLING C4	Mode	10	-1,1301	BUCKLING C5	Mode	10	-1,04378
BUCKLING C1	Mode	11	-1,2911	BUCKLING C2	Mode	11	1,409632	BUCKLING C3	Mode	11	-1,63935	BUCKLING C4	Mode	11	1,572837	BUCKLING C5	Mode	11	1,41146
BUCKLING C1	Mode	12	-1,3648	BUCKLING C2	Mode	12	-1,46465	BUCKLING C3	Mode	12	1,650845	BUCKLING C4	Mode	12	-1,74155	BUCKLING C5	Mode	12	1,743519
BUCKLING C1	Mode	13	-1,5144	BUCKLING C2	Mode	13	-1,54251	BUCKLING C3	Mode	13	-1,85569	BUCKLING C4	Mode	13	-1,79129	BUCKLING C5	Mode	13	-1,97994
BUCKLING C1	Mode	14	1,84608	BUCKLING C2	Mode	14	-1,6189	BUCKLING C3	Mode	14	-1,89999	BUCKLING C4	Mode	14	-1,86601	BUCKLING C5	Mode	14	-2,03155
BUCKLING C1	Mode	15	-2,0665	BUCKLING C2	Mode	15	-1,68632	BUCKLING C3	Mode	15	-1,97861	BUCKLING C4	Mode	15	2,026837	BUCKLING C5	Mode	15	2,124344
BUCKLING C1	Mode	16	-2,0945	BUCKLING C2	Mode	16	1,738145	BUCKLING C3	Mode	16	-2,12845	BUCKLING C4	Mode	16	-2,23123	BUCKLING C5	Mode	16	-2,18386
BUCKLING C1	Mode	17	-2,4327	BUCKLING C2	Mode	17	-1,78831	BUCKLING C3	Mode	17	-2,12883	BUCKLING C4	Mode	17	-2,30673	BUCKLING C5	Mode	17	-2,3636
BUCKLING C1	Mode	18	2,46399	BUCKLING C2	Mode	18	-1,82736	BUCKLING C3	Mode	18	2,145696	BUCKLING C4	Mode	18	-2,43667	BUCKLING C5	Mode	18	-2,37916
BUCKLING C1	Mode	19	-2,5334	BUCKLING C2	Mode	19	-2,16617	BUCKLING C3	Mode	19	-2,16133	BUCKLING C4	Mode	19	-2,48695	BUCKLING C5	Mode	19	-2,41604
BUCKLING C1	Mode	20	-2,5467	BUCKLING C2	Mode	20	-2,17185	BUCKLING C3	Mode	20	-2,48085	BUCKLING C4	Mode	20	2,500852	BUCKLING C5	Mode	20	2,49762
BUCKLING C1	Mode	21	-2,5823	BUCKLING C2	Mode	21	-2,19565	BUCKLING C3	Mode	21	-2,49469	BUCKLING C4	Mode	21	2,880329	BUCKLING C5	Mode	21	-2,66098
BUCKLING C1	Mode	22	-2,7079	BUCKLING C2	Mode	22	-2,19778	BUCKLING C3	Mode	22	-2,52008	BUCKLING C4	Mode	22	-2,98947	BUCKLING C5	Mode	22	-2,69945
BUCKLING C1	Mode	23	-2,7325	BUCKLING C2	Mode	23	-2,28461	BUCKLING C3	Mode	23	-2,54499	BUCKLING C4	Mode	23	-3,00197	BUCKLING C5	Mode	23	-2,75897
BUCKLING C1	Mode	24	-2,7914	BUCKLING C2	Mode	24	2,422504	BUCKLING C3	Mode	24	-2,56197	BUCKLING C4	Mode	24	-3,01857	BUCKLING C5	Mode	24	-2,87057
BUCKLING C1	Mode	25	-2,8341	BUCKLING C2	Mode	25	-2,46965	BUCKLING C3	Mode	25	-2,64631	BUCKLING C4	Mode	25	-3,08731	BUCKLING C5	Mode	25	-2,87649
BUCKLING C1	Mode	26	-2,9642	BUCKLING C2	Mode	26	-2,51766	BUCKLING C3	Mode	26	-2,67598	BUCKLING C4	Mode	26	-3,30672	BUCKLING C5	Mode	26	-2,90572
BUCKLING C1	Mode	27	-3,288	BUCKLING C2	Mode	27	-2,59723	BUCKLING C3	Mode	27	-2,69169	BUCKLING C4	Mode	27	-3,33915	BUCKLING C5	Mode	27	-2,90844
BUCKLING C1	Mode	28	-3,2902	BUCKLING C2	Mode	28	-2,66782	BUCKLING C3	Mode	28	2,850188	BUCKLING C4	Mode	28	-3,492	BUCKLING C5	Mode	28	-2,91695
BUCKLING C1	Mode	29	-3,3766	BUCKLING C2	Mode	29	-2,67383	BUCKLING C3	Mode	29	-2,95729	BUCKLING C4	Mode	29	3,513839	BUCKLING C5	Mode	29	2,961577
BUCKLING C1	Mode	30	-3,4788	BUCKLING C2	Mode	30	-2,78132	BUCKLING C3	Mode	30	-3,07411	BUCKLING C4	Mode	30	-3,57243	BUCKLING C5	Mode	30	-3,02003
BUCKLING C1	Mode	31	3,49959	BUCKLING C2	Mode	31	-2,82081	BUCKLING C3	Mode	31	-3,09516	BUCKLING C4	Mode	31	-3,79389	BUCKLING C5	Mode	31	-3,20237
BUCKLING C1	Mode	32	-3,5651	BUCKLING C2	Mode	32	-3,04325	BUCKLING C3	Mode	32	-3,12855	BUCKLING C4	Mode	32	-3,8329	BUCKLING C5	Mode	32	-3,40429
BUCKLING C1	Mode	33	-3,6996	BUCKLING C2	Mode	33	-3,09974	BUCKLING C3	Mode	33	-3,14496	BUCKLING C4	Mode	33	-3,85247	BUCKLING C5	Mode	33	-3,4348
BUCKLING C1	Mode	34	-3,7151	BUCKLING C2	Mode	34	-3,162	BUCKLING C3	Mode	34	-3,1715	BUCKLING C4	Mode	34	-3,85954	BUCKLING C5	Mode	34	-3,53521
BUCKLING C1	Mode	35	-3,7591	BUCKLING C2	Mode	35	-3,17271	BUCKLING C3	Mode	35	-3,21225	BUCKLING C4	Mode	35	-4,01166	BUCKLING C5	Mode	35	-3,66812
BUCKLING C1	Mode	36	-3,7705	BUCKLING C2	Mode	36	-3,34119	BUCKLING C3	Mode	36	-3,28156	BUCKLING C4	Mode	36	-4,02607	BUCKLING C5	Mode	36	-3,67952
BUCKLING C1	Mode	37	-3,7874	BUCKLING C2	Mode	37	-3,50729	BUCKLING C3	Mode	37	-3,34952	BUCKLING C4	Mode	37	-4,05812	BUCKLING C5	Mode	37	-3,78916
BUCKLING C1	Mode	38	-3,7916	BUCKLING C2	Mode	38	-3,59716	BUCKLING C3	Mode	38	-3,37051	BUCKLING C4	Mode	38	-4,09304	BUCKLING C5	Mode	38	-3,85397
BUCKLING C1	Mode	39	-4,1329	BUCKLING C2	Mode	39	-3,68141	BUCKLING C3	Mode	39	-3,49821	BUCKLING C4	Mode	39	-4,18281	BUCKLING C5	Mode	39	-3,91771
BUCKLING C1	Mode	40	-4,1531	BUCKLING C2	Mode	40	-3,88849	BUCKLING C3	Mode	40	3,528895	BUCKLING C4	Mode	40	-4,20184	BUCKLING C5	Mode	40	-4,12831
BUCKLING C1	Mode	41	-4,1682	BUCKLING C2	Mode	41	-3,94807	BUCKLING C3	Mode	41	-3,7974	BUCKLING C4	Mode	41	-4,23495	BUCKLING C5	Mode	41	-4,16336
BUCKLING C1	Mode	42	-4,1833	BUCKLING C2	Mode	42	-4,2368	BUCKLING C3	Mode	42	-3,91548	BUCKLING C4	Mode	42	-4,26499	BUCKLING C5	Mode	42	-4,28901
BUCKLING C1	Mode	43	-4,2734	BUCKLING C2	Mode	43	-4,2505	BUCKLING C3	Mode	43	-3,97521	BUCKLING C4	Mode	43	-4,28128	BUCKLING C5	Mode	43	-4,31664
BUCKLING C1	Mode	44	-4,3742	BUCKLING C2	Mode	44	-4,26965	BUCKLING C3	Mode	44	-4,05221	BUCKLING C4	Mode	44	-4,31663	BUCKLING C5	Mode	44	-4,33141
BUCKLING C1	Mode	45	-4,5189	BUCKLING C2	Mode	45	-4,28051	BUCKLING C3	Mode	45	-4,18233	BUCKLING C4	Mode	45	-4,41674	BUCKLING C5	Mode	45	-4,37317
BUCKLING C1	Mode	46	-4,5648	BUCKLING C2	Mode	46	-4,45135	BUCKLING C3	Mode	46	-4,20353	BUCKLING C4	Mode	46	-4,4325	BUCKLING C5	Mode	46	-4,61551
BUCKLING C1	Mode	47	-4,5943	BUCKLING C2	Mode	47	4,623985	BUCKLING C3	Mode	47	-4,70494	BUCKLING C4	Mode	47	-4,44724	BUCKLING C5	Mode	47	-4,62912
BUCKLING C1	Mode	48	-4,6449	BUCKLING C2	Mode	48	-4,62703	BUCKLING C3	Mode	48	-4,81784	BUCKLING C4	Mode	48	-4,45716	BUCKLING C5	Mode	48	-4,65504
BUCKLING C1	Mode	49	-4,6797	BUCKLING C2	Mode	49	-4,64331	BUCKLING C3	Mode	49	-4,89761	BUCKLING C4	Mode	49	-4,8991	BUCKLING C5	Mode	49	-4,82652
BUCKLING C1	Mode	50	4,71858	BUCKLING C2	Mode	50	-4,68074	BUCKLING C3	Mode	50	-4,96882	BUCKLING C4	Mode	50	-5,04926	BUCKLING C5	Mode	50	-5,28134

TABLE: Buckling Factors				TABLE: Buckling Factors				TABLE: Buckling Factors				TABLE: Buckling Factors				TABLE: Buckling Factors			
OutputCase	StepType	StepNum	caleFacto	OutputCase	StepType	StepNum	scaleFacto	OutputCase	StepType	StepNum	scaleFacto	OutputCase	StepType	StepNum	scaleFacto	OutputCase	StepType	StepNum	scaleFacto
Text	Text	Unitless	Unitless	Text	Text	Unitless	Unitless	Text	Text	Unitless	Unitless	Text	Text	Unitless	Unitless	Text	Text	Unitless	Unitless
BUCKLING C6	Mode	1	-0,3819	BUCKLING C7	Mode	1	-0,43568	BUCKLING C8	Mode	1	-0,40707	BUCKLING LM1 C1	Mode	1	-0,44213	BUCKLING LM1 C3	Mode	1	-0,43631
BUCKLING C6	Mode	2	-0,4409	BUCKLING C7	Mode	2	-0,4695	BUCKLING C8	Mode	2	-0,42965	BUCKLING LM1 C1	Mode	2	-0,45106	BUCKLING LM1 C3	Mode	2	-0,45227
BUCKLING C6	Mode	3	-0,4647	BUCKLING C7	Mode	3	-0,46994	BUCKLING C8	Mode	3	-0,48505	BUCKLING LM1 C1	Mode	3	-0,4666	BUCKLING LM1 C3	Mode	3	-0,45839
BUCKLING C6	Mode	4	-0,5474	BUCKLING C7	Mode	4	-0,53633	BUCKLING C8	Mode	4	-0,52292	BUCKLING LM1 C1	Mode	4	-0,48229	BUCKLING LM1 C3	Mode	4	-0,48091
BUCKLING C6	Mode	5	-0,5534	BUCKLING C7	Mode	5	-0,54967	BUCKLING C8	Mode	5	-0,52969	BUCKLING LM1 C1	Mode	5	-0,59781	BUCKLING LM1 C3	Mode	5	-0,58867
BUCKLING C6	Mode	6	-0,6447	BUCKLING C7	Mode	6	-0,62901	BUCKLING C8	Mode	6	-0,53403	BUCKLING LM1 C1	Mode	6	-0,62788	BUCKLING LM1 C3	Mode	6	-0,6289
BUCKLING C6	Mode	7	-0,7542	BUCKLING C7	Mode	7	-0,64347	BUCKLING C8	Mode	7	-0,54342	BUCKLING LM1 C1	Mode	7	-0,63082	BUCKLING LM1 C3	Mode	7	-0,63
BUCKLING C6	Mode	8	-0,9185	BUCKLING C7	Mode	8	-0,92329	BUCKLING C8	Mode	8	-0,58492	BUCKLING LM1 C1	Mode	8	-0,64376	BUCKLING LM1 C3	Mode	8	-0,64744
BUCKLING C6	Mode	9	1,23437	BUCKLING C7	Mode	9	-0,92402	BUCKLING C8	Mode	9	-0,80328	BUCKLING LM1 C1	Mode	9	-0,88913	BUCKLING LM1 C3	Mode	9	-0,86874
BUCKLING C6	Mode	10	-1,2527	BUCKLING C7	Mode	10	-0,97708	BUCKLING C8	Mode	10	-0,91767	BUCKLING LM1 C1	Mode	10	-1,0244	BUCKLING LM1 C3	Mode	10	-0,98698
BUCKLING C6	Mode	11	-1,2959	BUCKLING C7	Mode	11	-1,46095	BUCKLING C8	Mode	11	-1,31326	BUCKLING LM1 C1	Mode	11	-1,51375	BUCKLING LM1 C3	Mode	11	-1,44897
BUCKLING C6	Mode	12	-1,4715	BUCKLING C7	Mode	12	-1,5579	BUCKLING C8	Mode	12	-1,38934	BUCKLING LM1 C1	Mode	12	-1,62831	BUCKLING LM1 C3	Mode	12	1,467757
BUCKLING C6	Mode	13	-1,9463	BUCKLING C7	Mode	13	-1,78863	BUCKLING C8	Mode	13	-1,70927	BUCKLING LM1 C1	Mode	13	1,739266	BUCKLING LM1 C3	Mode	13	-1,51789
BUCKLING C6	Mode	14	2,22715	BUCKLING C7	Mode	14	1,797268	BUCKLING C8	Mode	14	1,808356	BUCKLING LM1 C1	Mode	14	1,791252	BUCKLING LM1 C3	Mode	14	1,863349
BUCKLING C6	Mode	15	2,311	BUCKLING C7	Mode	15	-2,04334	BUCKLING C8	Mode	15	-2,05556	BUCKLING LM1 C1	Mode	15	-1,99297	BUCKLING LM1 C3	Mode	15	-1,9863
BUCKLING C6	Mode	16	-2,3976	BUCKLING C7	Mode	16	-2,24225	BUCKLING C8	Mode	16	-2,084	BUCKLING LM1 C1	Mode	16	2,149466	BUCKLING LM1 C3	Mode	16	-2,22073
BUCKLING C6	Mode	17	-2,4462	BUCKLING C7	Mode	17	-2,40539	BUCKLING C8	Mode	17	-2,3138	BUCKLING LM1 C1	Mode	17	-2,19359	BUCKLING LM1 C3	Mode	17	-2,22267
BUCKLING C6	Mode	18	-2,4844	BUCKLING C7	Mode	18	-2,42741	BUCKLING C8	Mode	18	2,399571	BUCKLING LM1 C1	Mode	18	-2,26352	BUCKLING LM1 C3	Mode	18	-2,26104
BUCKLING C6	Mode	19	-2,5112	BUCKLING C7	Mode	19	2,49891	BUCKLING C8	Mode	19	-2,40156	BUCKLING LM1 C1	Mode	19	-2,27012	BUCKLING LM1 C3	Mode	19	-2,28783
BUCKLING C6	Mode	20	-2,5456	BUCKLING C7	Mode	20	-2,60609	BUCKLING C8	Mode	20	-2,5362	BUCKLING LM1 C1	Mode	20	-2,29498	BUCKLING LM1 C3	Mode	20	-2,76338
BUCKLING C6	Mode	21	-2,5795	BUCKLING C7	Mode	21	-2,78427	BUCKLING C8	Mode	21	-2,54843	BUCKLING LM1 C1	Mode	21	-2,81852	BUCKLING LM1 C3	Mode	21	-2,8168
BUCKLING C6	Mode	22	-2,6043	BUCKLING C7	Mode	22	-2,9735	BUCKLING C8	Mode	22	-2,56051	BUCKLING LM1 C1	Mode	22	-2,85942	BUCKLING LM1 C3	Mode	22	-2,88521
BUCKLING C6	Mode	23	-2,7036	BUCKLING C7	Mode	23	-3,04237	BUCKLING C8	Mode	23	-2,59786	BUCKLING LM1 C1	Mode	23	-2,93628	BUCKLING LM1 C3	Mode	23	-2,96472
BUCKLING C6	Mode	24	-2,717	BUCKLING C7	Mode	24	-3,08959	BUCKLING C8	Mode	24	-2,75933	BUCKLING LM1 C1	Mode	24	-2,9794	BUCKLING LM1 C3	Mode	24	-2,98206
BUCKLING C6	Mode	25	-2,7948	BUCKLING C7	Mode	25	-3,3657	BUCKLING C8	Mode	25	-2,80659	BUCKLING LM1 C1	Mode	25	-3,00385	BUCKLING LM1 C3	Mode	25	-3,04157
BUCKLING C6	Mode	26	-2,9503	BUCKLING C7	Mode	26	-3,42025	BUCKLING C8	Mode	26	-3,07572	BUCKLING LM1 C1	Mode	26	-3,01191	BUCKLING LM1 C3	Mode	26	-3,22379
BUCKLING C6	Mode	27	-3,0111	BUCKLING C7	Mode	27	3,484161	BUCKLING C8	Mode	27	-3,3149	BUCKLING LM1 C1	Mode	27	-3,35615	BUCKLING LM1 C3	Mode	27	-3,32251
BUCKLING C6	Mode	28	-3,1783	BUCKLING C7	Mode	28	-3,50827	BUCKLING C8	Mode	28	-3,32609	BUCKLING LM1 C1	Mode	28	-3,44776	BUCKLING LM1 C3	Mode	28	-3,45988
BUCKLING C6	Mode	29	-3,3121	BUCKLING C7	Mode	29	-3,53215	BUCKLING C8	Mode	29	-3,33983	BUCKLING LM1 C1	Mode	29	-3,58695	BUCKLING LM1 C3	Mode	29	-3,50093
BUCKLING C6	Mode	30	-3,3543	BUCKLING C7	Mode	30	-3,5483	BUCKLING C8	Mode	30	3,36107	BUCKLING LM1 C1	Mode	30	-3,67161	BUCKLING LM1 C3	Mode	30	-3,52938
BUCKLING C6	Mode	31	-3,3796	BUCKLING C7	Mode	31	-3,75553	BUCKLING C8	Mode	31	-3,42508	BUCKLING LM1 C1	Mode	31	-3,69379	BUCKLING LM1 C3	Mode	31	-3,55425
BUCKLING C6	Mode	32	-3,3825	BUCKLING C7	Mode	32	-3,76879	BUCKLING C8	Mode	32	-3,50557	BUCKLING LM1 C1	Mode	32	-3,74446	BUCKLING LM1 C3	Mode	32	-3,59823
BUCKLING C6	Mode	33	-3,5674	BUCKLING C7	Mode	33	-3,77969	BUCKLING C8	Mode	33	-3,51979	BUCKLING LM1 C1	Mode	33	-3,75035	BUCKLING LM1 C3	Mode	33	-3,67445
BUCKLING C6	Mode	34	-3,5981	BUCKLING C7	Mode	34	-3,78303	BUCKLING C8	Mode	34	-3,56086	BUCKLING LM1 C1	Mode	34	-3,75841	BUCKLING LM1 C3	Mode	34	-3,79386
BUCKLING C6	Mode	35	-3,63	BUCKLING C7	Mode	35	-3,87867	BUCKLING C8	Mode	35	-3,58558	BUCKLING LM1 C1	Mode	35	-3,86864	BUCKLING LM1 C3	Mode	35	-3,81044
BUCKLING C6	Mode	36	-3,8092	BUCKLING C7	Mode	36	-3,90681	BUCKLING C8	Mode	36	-3,6079	BUCKLING LM1 C1	Mode	36	-3,89767	BUCKLING LM1 C3	Mode	36	-3,98999
BUCKLING C6	Mode	37	-3,8787	BUCKLING C7	Mode	37	-3,92937	BUCKLING C8	Mode	37	-3,60853	BUCKLING LM1 C1	Mode	37	4,001466	BUCKLING LM1 C3	Mode	37	-4,00864
BUCKLING C6	Mode	38	-4,3847	BUCKLING C7	Mode	38	-4,18228	BUCKLING C8	Mode	38	-3,6535	BUCKLING LM1 C1	Mode	38	-4,07433	BUCKLING LM1 C3	Mode	38	4,032044
BUCKLING C6	Mode	39	-4,4957	BUCKLING C7	Mode	39	-4,18816	BUCKLING C8	Mode	39	-3,67911	BUCKLING LM1 C1	Mode	39	-4,0909	BUCKLING LM1 C3	Mode	39	-4,03661
BUCKLING C6	Mode	40	-4,525	BUCKLING C7	Mode	40	-4,2858	BUCKLING C8	Mode	40	-3,79434	BUCKLING LM1 C1	Mode	40	-4,2045	BUCKLING LM1 C3	Mode	40	-4,09084
BUCKLING C6	Mode	41	-4,5336	BUCKLING C7	Mode	41	-4,45117	BUCKLING C8	Mode	41	-3,82241	BUCKLING LM1 C1	Mode	41	-4,22149	BUCKLING LM1 C3	Mode	41	-4,09684
BUCKLING C6	Mode	42	-4,6429	BUCKLING C7	Mode	42	-4,45543	BUCKLING C8	Mode	42	-3,9799	BUCKLING LM1 C1	Mode	42	-4,22383	BUCKLING LM1 C3	Mode	42	-4,12747
BUCKLING C6	Mode	43	-4,6502	BUCKLING C7	Mode	43	-4,56105	BUCKLING C8	Mode	43	-4,01216	BUCKLING LM1 C1	Mode	43	-4,24637	BUCKLING LM1 C3	Mode	43	-4,16032
BUCKLING C6	Mode	44	-4,6577	BUCKLING C7	Mode	44	-4,58434	BUCKLING C8	Mode	44	-4,14049	BUCKLING LM1 C1	Mode	44	-4,25131	BUCKLING LM1 C3	Mode	44	-4,17597
BUCKLING C6	Mode	45	-4,8281	BUCKLING C7	Mode	45	4,623505	BUCKLING C8	Mode	45	-4,15272	BUCKLING LM1 C1	Mode	45	-4,25889	BUCKLING LM1 C3	Mode	45	4,288268
BUCKLING C6	Mode	46	-4,8318	BUCKLING C7	Mode	46	-4,65994	BUCKLING C8	Mode	46	-4,16058	BUCKLING LM1 C1	Mode	46	-4,2965	BUCKLING LM1 C3	Mode	46	-4,31281
BUCKLING C6	Mode	47	-4,8588	BUCKLING C7	Mode	47	-4,68802	BUCKLING C8	Mode	47	-4,30921	BUCKLING LM1 C1	Mode	47	-4,3681	BUCKLING LM1 C3	Mode	47	-4,32728
BUCKLING C6	Mode	48	-4,8623	BUCKLING C7	Mode	48	-4,72927	BUCKLING C8	Mode	48	-4,41135	BUCKLING LM1 C1	Mode	48	-4,38492	BUCKLING LM1 C3	Mode	48	-4,42575
BUCKLING C6	Mode	49	-4,9968	BUCKLING C7	Mode	49	-4,81085	BUCKLING C8	Mode	49	-4,4309	BUCKLING LM1 C1	Mode	49	-4,6889	BUCKLING LM1 C3	Mode	49	-4,43351
BUCKLING C6	Mode	50	-5,054	BUCKLING C7	Mode	50	-4,93138	BUCKLING C8	Mode	50	-4,45261	BUCKLING LM1 C1	Mode	50	4,714468	BUCKLING LM1 C3	Mode	50	-4,45715

ANEXO D1 - “MARCHA LENTA” E “MARCHA RÁPIDA”

MARCHA RÁPIDA

Marcha Rápida								
Lane 1			Lane 2			Lane 3		
Veículo	Posição (m)	Velocidade (Km/h)	Veículo	Posição (m)	Velocidade (Km/h)	Veículo	Posição (m)	Velocidade (Km/h)
P1-VT3-13	500	50	P2-VT2-16	500	60	P3-VT2-12	490	68
P1-VT3-14	480	51	P2-VT2-17	435	61	P3-VT1-6	475	70
P1-VT1-15	450	53	P2-VT2-18	410	62	P3-VT2-13	460	71
P1-VT1-16	430	53	P2-VT1-13	380	63	P3-VT1-7	440	72
P1-VT3-15	400	54	P2-VT1-14	350	64	P3-VT1-8	410	73
P1-VT2-19	380	56	P2-VT2-16	325	65	P3-VT1-9	380	74
P1-VT3-16	345	57	P2-VT3-12	300	67	P3-VT2-14	350	76
P1-VT3-17	320	58	P2-VT2-17	280	68	P3-VT1-10	325	77
P1-VT3-18	300	60	P2-VT2-18	250	68	P3-VT1-11	290	79
53						P3-VT2-15	275	80
						P3-VT1-12	265	80
Lane 4			Lane 5			Lane 6		
Veículo	Posição (m)	Velocidade (Km/h)	Veículo	Posição (m)	Velocidade (Km/h)	Veículo	Posição (m)	Velocidade (Km/h)
P4-VT2-7	55	70	P5-VT3-7	60	60	P6-VT3-1	70	50
P4-VT1-2	80	72	P5-VT2-4	80	61	P6-VT2-1	80	52
P4-VT1-3	120	72	P5-VT3-8	110	61	P6-VT3-2	120	52
P4-VT2-8	135	74	P5-VT2-5	125	62	P6-VT3-3	140	53
P4-VT1-4	155	76	P5-VT1-1	150	63	P6-VT2-2	180	54
P4-VT2-9	200	77	P5-VT3-9	180	64	P6-VT3-4	210	56
P4-VT1-5	235	79	P5-VT3-10	210	65	P6-VT3-5	260	57
P4-VT2-10	250	81	P5-VT1-1	245	67	P6-VT2-3	270	58
P4-VT2-11	235	82	P5-VT2-6	300	68	P6-VT3-6	300	59
			P5-VT3-11	350	19,5			

MARCHA LENTA

Marcha Lenta								
Lane 1			Lane 2			Lane 3		
Veículo	Posição (m)	Velocidade (Km/h)	Veículo	Posição (m)	Velocidade (Km/h)	Veículo	Posição (m)	Velocidade (Km/h)
P1-VT3-13	500	30	P2-VT2-16	500	30	P3-VT2-12	490	30
P1-VT3-14	480	30	P2-VT2-17	435	30	P3-VT1-6	475	30
P1-VT1-15	450	30	P2-VT2-18	410	30	P3-VT2-13	460	30
P1-VT1-16	430	30	P2-VT1-13	380	30	P3-VT1-7	440	30
P1-VT3-15	400	30	P2-VT1-14	350	30	P3-VT1-8	410	30
P1-VT2-19	380	30	P2-VT2-16	325	30	P3-VT1-9	380	30
P1-VT3-16	345	30	P2-VT3-12	300	30	P3-VT2-14	350	30
P1-VT3-17	320	30	P2-VT2-17	280	30	P3-VT1-10	325	30
P1-VT3-18	300	30	P2-VT2-18	250	30	P3-VT1-11	290	30
						P3-VT2-15	275	30
						P3-VT1-12	265	30
Lane 4			Lane 5			Lane 6		
Veículo	Posição (m)	Velocidade (Km/h)	Veículo	Posição (m)	Velocidade (Km/h)	Veículo	Posição (m)	Velocidade (Km/h)
P4-VT2-7	55	30	P5-VT3-7	60	30	P6-VT3-1	70	30
P4-VT1-2	80	30	P5-VT2-4	80	30	P6-VT2-1	80	30
P4-VT1-3	120	30	P5-VT3-8	110	30	P6-VT3-2	120	30
P4-VT2-8	135	30	P5-VT2-5	125	30	P6-VT3-3	140	30
P4-VT1-4	155	30	P5-VT1-1	150	30	P6-VT2-2	180	30
P4-VT2-9	200	30	P5-VT3-9	180	30	P6-VT3-4	210	30
P4-VT1-5	235	30	P5-VT3-10	210	30	P6-VT3-5	260	30
P4-VT2-10	250	30	P5-VT1-1	245	30	P6-VT2-3	270	30
P4-VT2-11	235	30	P5-VT2-6	300	30	P6-VT3-6	300	30
			P5-VT3-11	350	30			

ANEXO E1 - RELATÓRIOS DE DIMENSIONAMENTO *SAP2000*

ANEXO F1 - CATÁLOGO DMK STAY CABLE SYSTEM

